



TITLE:

場所打ちライニング工法によるトンネル掘削時の力学的挙動に関する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

千代, 啓三

CITATION:

千代, 啓三. 場所打ちライニング工法によるトンネル掘削時の力学的挙動に関する研究. 京都大学, 2011, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2011-03-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k16055>

RIGHT:

場所打ちライニング工法による
トンネル掘削時の力学的挙動に関する研究

千 代 啓 三

目 次

(ページ)

第1章 序論	1
1.1 研究の背景と目的	1
1.2 本研究の構成	2
第2章 場所打ちライニング工法の概要と事例	5
2.1 はじめに	5
2.2 場所打ちライニング工法の概要	5
2.2.1 場所打ちライニング工法の位置付け	5
2.2.2 施工方法と施工実績	6
2.2.3 場所打ちライニング工法の課題	9
2.3 場所打ちライニング工法に関する既存の研究	10
2.3.1 杉山らによる研究	10
(1) 場所打ちライニングの断面力算定手法の研究	10
(2) コンクリート打設圧力制御範囲に関する研究	13
2.3.2 飯田らによる研究	16
(1) 場所打ちライニングの断面力の計測	16
(2) 場所打ちライニングの耐荷機構の検討	19
2.4 場所打ちライニング工法の展望	22
2.5 結論	23
第3章 場所打ちライニング工法の施工事例	25
3.1 はじめに	25
3.2 三本木原トンネルにおける施工の概要	25
3.2.1 三本木原トンネルの概要	25
(1) 施工条件と地盤条件の特徴	25
(2) 山岳工法区間の施工概要	27
(3) シールドを用いた場所打ち支保システム (SENS) の採用	29
(4) SENS区間の施工設備	30
3.2.2 コンクリート打設方法	33
(1) コンクリート打設設備	33
(2) コンクリート打設管理方法	35
3.2.3 コンクリートの性状	37
(1) コンクリートの要求性能と配合	37
(2) コンクリートの強度発現特性	38
3.2.4 施工手順とサイクル	40
(1) 施工手順	40
(2) 施工サイクル	41
3.3 地盤変位と施工データ	43
3.3.1 コンクリート打設管理の結果	43
3.3.2 地表面地盤変位計測の結果	44
(1) 切羽位置との関係	44

(2) 土被り，打設率，打設圧力，地盤変位量の関係	46
3.3.3 打設率のばらつきに関する検討	48
3.3.4 山岳工法と場所打ちライニング工法による地盤変位量の比較	51
3.4 場所打ちライニングにおけるクラック発生事例	52
3.4.1 クラックの発生状況	52
3.4.2 クラックの分類	53
(1) パターン1：下向きクラック	54
(2) パターン2：上向きクラック	54
(3) パターン3：上下向きまたは網状のクラック	54
3.4.3 クラックからの湧水量	55
3.5 結論	56
 第4章 コンクリート打設にともなう地盤変状に関する検討	 59
4.1 はじめに	59
4.2 地盤変状の発生要因の推定	59
4.3 地盤の沈下限界圧，隆起限界圧	61
4.3.1 沈下限界圧と隆起限界圧の導入	61
4.3.2 実測値との比較	64
4.4 地盤変状モデルの推定	66
4.4.1 弾性挙動範囲	66
(1) 打設圧力と地盤変位の関係	66
(2) 打設圧力と打設率の関係	67
4.4.2 塑性挙動範囲	71
(1) 打設圧力と地盤変位の関係	71
(2) 打設圧力と打設率の関係	73
4.5 実測値との比較	74
4.5.1 地盤変状モデルの分析	74
4.5.2 特定の土被りにおける計算値と実測値との比較	77
4.6 結論	79
 第5章 クラック発生過程のモデル化	 81
5.1 はじめに	81
5.2 クラック発生要因の統計的分析	82
5.2.1 クラックの特徴から推定される発生要因	82
5.2.2 クラックと施工データの関係	82
(1) 土被り	82
(2) シールド推力	83
(3) 推力によるモーメント	83
(4) コンクリート打設圧比	84
(5) 天端クリアランス	85
(6) 内型枠変形量	86
5.2.3 施工データの影響の統計的分析	87
5.3 解析によるクラック発生メカニズムの検証	89
5.3.1 解析モデルの仮定	89
(1) ライニングのモデル化	90
(2) ライニング，内型枠リングの接合状態のモデル化	92

(3) 荷重のモデル化	94
(4) 境界条件のモデル化	97
(5) 施工条件のモデル化	98
5.3.2 つり合い式の誘導	100
(1) 八角形リングの各頂点でのつり合い式	100
(2) リング平面のつり合い式	101
5.3.3 最大・最小主応力の算出	102
5.4 解析モデルの妥当性の検証	105
5.4.1 片もち梁の変形に関する検証	105
5.4.2 ジャッキ推力伝達に関する検証	107
5.5 解析リング数の設定	109
5.5.1 検討条件のまとめ	109
5.5.2 解析結果と傾向	109
(1) 最大主応力・最小主応力方向	109
(2) 曲げモーメント M	110
(3) ライニング円周方向軸力 N	110
(4) ライニング内面側最大主応力 σ_{max}	110
(5) ライニング内面側最小主応力 σ_{min}	111
(6) ライニングトンネル掘進方向応力 σ_z	111
(7) 内型枠トンネル掘進方向応力 σ_{zu}	111
(8) ライニングトンネル円周方向応力 σ_{xin}	112
(9) ライニングせん断応力 τ	112
(10) ライニング鉛直方向変位	112
(11) 内型枠鉛直方向変位	112
(12) ライニングトンネル掘進方向変位	113
(13) 安全指数 S_f	113
5.5.3 解析リング数の影響	122
5.6 結論	124
 第6章 クラック発生メカニズムの検討	 126
6.1 はじめに	126
6.2 パラメータスタディによる検討	127
6.2.1 パラメータの選定	127
6.2.2 解析結果と施工結果の比較	131
(1) 土被りの影響	162
(2) 地盤の弾性係数の影響	163
(3) 推力の影響	164
(4) 推力によるモーメントの影響	166
(5) コンクリート硬化速度の影響	167
6.2.3 パラメータスタディのまとめ	169
6.3 斜め上向きクラック(パターン2)に関する検討	171
6.3.1 解析ケースの選定と解析結果	171
6.3.2 パターン2クラックに関する検討	184
6.4 クラックに対する施工因子の影響	186
6.5 結論	187

第7章	場所打ちライニング工法における施工管理方法の提案	188
7.1	はじめに	188
7.2	場所打ちライニング工法における施工条件と地盤変位・クラックとの関係	189
	(1) コンクリート打設圧力の影響	190
	(2) 土被り，地盤の弾性係数の影響	190
	(3) シールド推力の影響	190
	(4) シールドジャッキの選択の影響	191
	(5) コンクリート硬化速度(施工速度)の影響	191
7.3	場所打ちライニングの施工法に関する提案	191
7.3.1	施工機械	191
	(1) シールド	191
	(2) 内型枠	191
	(3) 打設ポンプ・配管	192
7.3.2	施工材料	192
	(1) コンクリート	192
7.3.3	施工方法	192
	(1) 打設圧力・打設量の管理	192
	(2) 線形管理	192
	(3) 施工速度	193
	(4) 盛土・地盤改良	193
7.4	結論	194
第8章	結論	195
8.1	本研究で得られた知見	195
	(1) 場所打ちライニング施工にともなう地盤変位	195
	(2) 場所打ちライニングのクラック	195
	(3) 本研究で得られた結論	197
8.2	今後の研究における課題	198
	(1) 地盤変位の検討における三次元効果と時間効果の反映	198
	(2) クラック解析モデルにおける地盤の取り扱い	198
	(3) クラック解析モデルにおけるライニングの取り扱い	198
	(4) 場所打ちライニングの新たな施工事例での確認	199
	謝辞	200

第1章

序 論

第1章 序論

1.1 研究の背景と目的

わが国で、一般に適用されている代表的な非開削トンネルの施工方法として山岳工法（NATM）とシールド工法が挙げられる。前者は、主に山岳部や比較的堅固な都市部の地盤に適用されており、爆破掘削、または、ロードヘッダーやバックホウに代表される重機掘削で所定の空間を掘削したのちに、必要に応じて吹付けコンクリート、ロックボルトを施工して内空断面を支保する。一方後者は、主に都市部の軟弱な地盤に適用され、切羽の保持機構と掘削土の搬出機構を有したシールドを用いて掘進し、トンネル内空の支保と推進反力の確保を目的に、テール部でセグメントを組み立てる。両者は、ともにヨーロッパでその概念が提唱され、実際の工事に適用された。わが国では、昭和 50 年代から本格的に採用され、急峻で複雑な山岳部や軟弱で重要構造物を多く抱える都市部の施工条件を克服するため、様々な開発・研究が行われ、次第にその適用地盤を広げてきた。

山岳工法は地盤の状況に応じて、支保構造や掘削方法、補助工法を比較的フレキシブルに変更することが可能であり、一般的に経済性に優れている。しかし、山岳工法では切羽が一時的に自立する必要がある、想定外の地質に遭遇すると地下水をとまった流砂現象や崩落を招くことがある。このため、工程や安全性を安定的に確保できない場合や補助工法を多用し結果的に大幅なコストアップを余儀なくされる事例が見られる。一方、シールド工法は、地山から完全に隔離された空間で作業を進めることを可能にしたことで、安定的な工程の確保が可能であり、かつ安全性を向上させた。しかし、施工途中で設備を変更することが困難であるため、トンネル全線の土被りや地質を考慮して、最も危険な条件を満足する設備が必要であり、一般に経済性に課題を有する。このため、山岳工法とシールド工法の適用境界にあたる地盤では、工法選定時に、どちらの工法が該当地盤により適しているかが議論されてきた。

このような背景のもと、山岳工法とシールド工法を適用する地盤の境界領域に適した工法として、場所打ちライニング工法に対する注目が高まっている。場所打ちライニング工法は切羽の保持と掘削土の搬出にはシールドを用いるが、トンネル内空断面の保持に、工場製品で高価なセグメントを使用せず、シールドテール部で内型枠、妻型枠、地山に囲まれた空間にコンクリートを打設するものである。

また、近年、場所打ちライニング工法を発展させた新たな施工法として、シールドを用いた場所打ち支保システム（SENS）が開発され、実施工に適用された。この工法は、コンクリートを打設して構築した場所打ちライニング（以下、ライニングと呼ぶ）に、完全な止水性能を求めるのではなく、トンネル内空の支保機能を期待し、ライニングの変形が収束した後に二次覆工を施工することにより、止水性を確保するものである。これにより、

山岳工法で課題であった工程や安全性を安定的に確保するとともに、シールド工法で課題であった経済性を向上させることを可能にした。このため、従来は山岳工法が適用されていた地盤の中で、切羽の安定性に懸念のある場所に対し、場所打ちライニング工法が適用される事例が見られる。また、さらに、都市部においても、NATMが適用されてきた箇所では、場所打ちライニング工法の適用が検討されると考えられる。

ライニングは土水圧に対抗し内空を保持する力学部材であり、巻厚や強度等の品質を確実に満たすことが求められる。一方、確実に充填するため、高い圧力でコンクリートを打設すると、打設圧力が周辺地盤や打設された直後のライニングに影響を与える。場所打ちライニング工法は、施工事例がまだ少なく、十分な知見が得られているとは言い難い。このため、場所打ちライニング工法が多くの案件に適用されるためには、ライニングの挙動について知見を深め、施工管理方法を確立することが極めて重要である。

筆者は、場所打ちライニング工法を用いた施工に実際に携わる機会を得た。この中で、施工にともなって発生した2つの特徴的な現象を確認した。1つは、シールド通過時の地盤の隆起であり、もう1つは場所打ちライニングに発生したクラックである。これらの現象は、地上の土地利用やトンネルの設計に影響を与えるものではなかったが、場所打ちライニング工法における施工時荷重が周辺地盤やライニングに与える影響が現れた興味深い現象であり、知見を深めることが必要と考える。

本研究はこれらの現象のメカニズムを検討することにより、周辺地盤や既設コンクリートへの作用メカニズム解明の一助となることを目指している。次節で本研究の構成について説明する。

1.2 本研究の構成

本研究は、以下に説明するように、8章から構成される。また、本研究の流れを図-1.1に示す。

第2章は、本研究の対象である場所打ちライニング工法の施工方法、特徴等の概要を説明し、これまでに、場所打ちライニング工法に関する研究・開発が進められてきた経緯とトンネル施工法における位置付けを紹介する。また、過去に実施された主要な研究事例を説明するとともに、近年、場所打ちライニング工法が再度注目されている動向とその背景について説明する。

第3章では、本研究の端緒となった東北新幹線三本木原トンネルでの施工を紹介する。本章では、三本木原トンネルの施工概要や施工方法、場所打ちライニングコンクリート（以下、場所打ちライニングと呼ぶ）に使用したコンクリートの性状について説明する。また、施工時に発生した地盤変位量とコンクリートの打設圧力や打設率等の施工データとの関係や場所打ちライニングに発生した特徴的なクラックについて説明する。

第4章は、コンクリートの打設にともなって生じた地盤の変状について考察する。まず、

第3章で紹介した計測結果から地盤変状のメカニズムを想定し、地盤の変状が打設圧力によって地盤の変位が決まる弾性領域と、打設圧力ではなく打設率のみで地盤変位が定まる塑性領域の2つに分けられるものと考え、これに基づいたモデルを設定する。さらに、このモデルにおいて、土被り、打設圧力、打設率、地盤変位量の関係について調べ、その特性を整理するとともに、計測結果と比較して、打設圧力、打設率と地盤変状との関係を示す。

第5章は、場所打ちライニングに発生した特徴的なクラックについて検討する。まず、クラックの発生箇所と施工データとの関係からクラックの発生要因を想定し、それらの要因がクラックを発生させるメカニズムを想定する。さらに、場所打ちライニングを再現するための解析モデルを作成し、モデルが実際の施工を再現できていることを確認する。

第6章は、第5章で作成した解析モデルを用いてパラメータスタディを行い、施工時のパラメータがクラックにどのような影響を与えているのかを確認する。さらに、施工時に観察された斜め上向き、斜め下向きのクラックが発生するための施工条件を検討する。これらの検討を通じて、クラック発生のメカニズムに対する知見を深める。

第7章は、これまでの本研究を通じて明らかになった知見をもとに、場所打ちライニング工法における留意点についてまとめ、コンクリート打設にともなう地盤の隆起やクラックを低減することを目指したコンクリートの打設管理方法について提案する。

第8章では、得られた知見をまとめ結論とし、今後の研究課題についてまとめる。

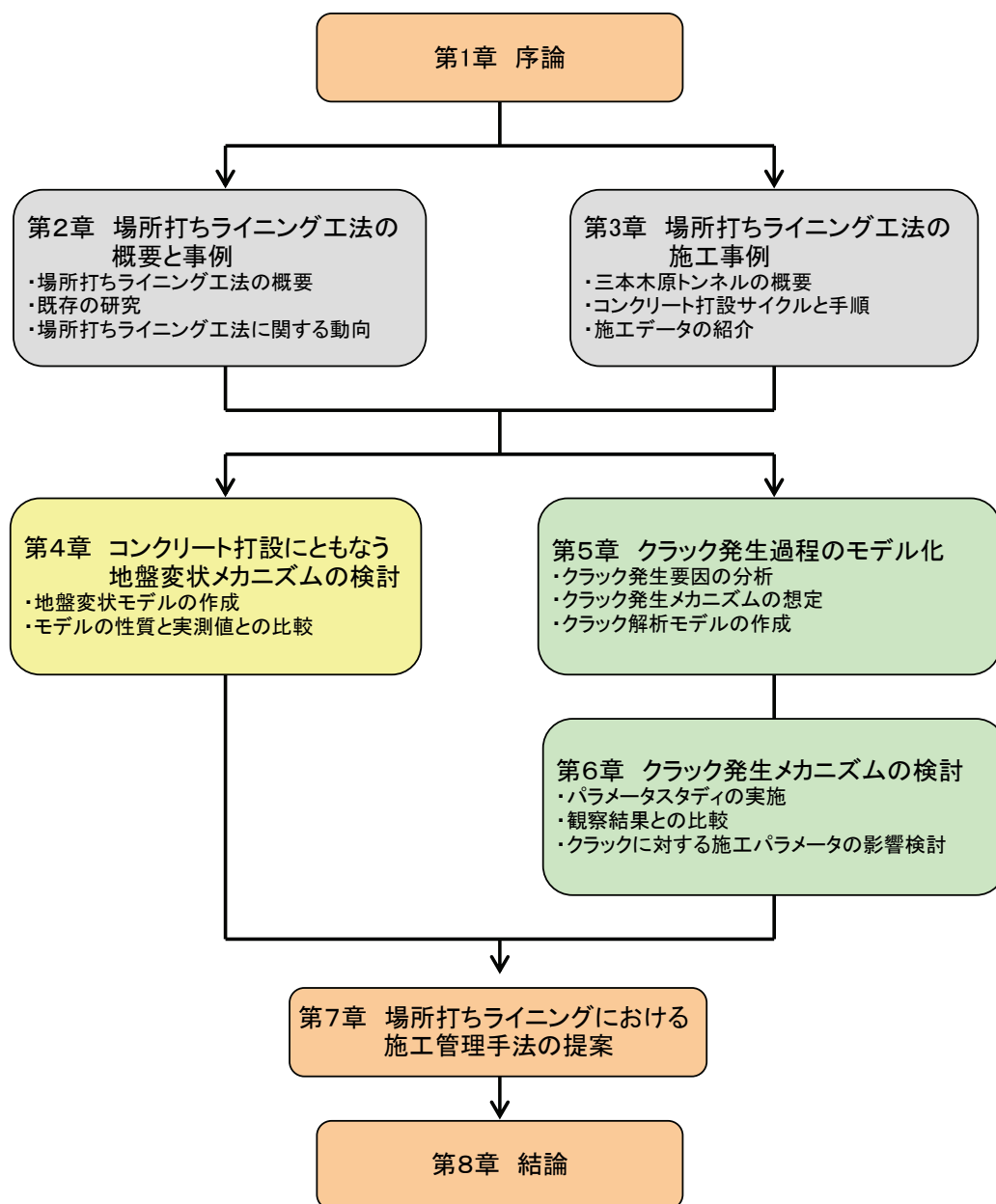


図-1.1 研究の流れ

第2章

場所打ちライニング工法の概要と事例

第2章 場所打ちライニング工法の概要と事例

2.1 はじめに

本章では、場所打ちライニング工法の概要と歴史についてまとめるとともに、その課題について述べる。さらに、場所打ちライニング工法に関して行われた研究のうち、本研究と関連のある2つの研究を分析する。また、最近、山岳工法の覆工構造の考え方を用いて、場所打ちライニング工法を見直す動きが見られる。すなわち、場所打ちライニングに求める機能を見直すことにより、従来は山岳工法が採用されていたが、切羽の安定性確保が難しく工程やコストが不透明な地盤に対して場所打ちライニング工法を適用するものである。最後に、これらの事例と今後の展望について説明する。

2.2 場所打ちライニング工法の概要

2.2.1 場所打ちライニング工法の位置付け

場所打ちライニング工法は、シールドのテール部でコンクリートを打設して覆工を構築する工法であり、1900年代初めにヨーロッパでその概念が起草され、1970年代後半から80年代にかけて、実工事に適用された。表-2.1は場所打ちライニング工法に関する年表であるが、特に、ドイツのHochtief社は、覆工コンクリートに鋼繊維を使用する技術や、妻型枠によってコンクリートに一定の圧力を作用させる施工システムなど、様々な技術を開発し、場所打ちライニング工法の確立に大きく寄与した。上述の妻型枠に関する説明は第3章で行う。また、表-2.1には、シールド工法と山岳工法を本格的に適用した名古屋市営地下鉄覚王山トンネルと上越新幹線中山トンネルの工事も参考のため追記する。

その後、わが国では1981年に東京都下水道局 本田幹線シールド工事に試験的に適用されたのを皮切りに、ECL (Extruded Concrete Lining) 工法として Hochtief 社から上記の技術を導入し、本格的に場所打ちライニング工法の研究・開発が進められた。ECL 工法協会では、ECL 工法の定義として以下の2つの条件が定められている。

- a) シールドの推進と同時にフレッシュコンクリートを加圧して空隙を充填し、地山に密着させる。
- b) 加圧によってフレッシュコンクリートを密実化させる。

表-2.1 場所打ちライニング工法の歴史

年	事象	特記事項	場所
1910年	ドイツでパテント申請		海外
1958年	レニングラード地下鉄工事	ソ連で最初の直打ちライニング工法の採用	海外
1960年※	(名古屋市営地下鉄覚王山トンネル)	(国内での本格的な都市部シールド工事)	国内
1976年	プラハ地下鉄工事	場所打ちライニング工法(無筋コンクリート)	海外
1976年※	(上越新幹線 中山トンネル工事)	(国内初のNATM適用工事)	国内
1978年	ハンブルク下水道(Hochtief社)	加圧コンクリート打設方式による場所打ちライニング工法	海外
1981年	東京都下水道局本田幹線工事	国内初の場所打ちライニング工法試行工事	国内
1984年	リヨン地下鉄(Hochtief社)	場所打ちライニング工法(SFコンクリート)	海外
1987年	信濃川第2水路トンネル	無筋コンクリートの場所打ちライニング工法	国内
1988年	エッセン地下鉄(Hochtief社)	場所打ちライニング工法(無筋コンクリート)	海外
1990年	北幹、秋間T東工事	場所打ちライニング工法(無筋コンクリート)	国内
1992年	ミラノ地下鉄(Hochtief社)	セグメント背面にコンクリートを打設	海外
1994年	岡南シールドトンネル	SFRCコンクリートを用いた都市部での場所打ちライニング工法適用工事	国内
1995年	日高発電所新設工事のうち土木本工事(第2工区)	場所打ちライニング工法(無筋コンクリート)	国内
2003年	東北幹、三本木原T他工事	シールドを用いた場所打ち支保システム(SENS)の適用1号工事	国内
2008年	東北幹、津軽・蓬田T他工事	シールドを用いた場所打ち支保システム(SENS)の適用工事	国内

※場所打ちライニングに関係がないが、比較のために記載した事象

一方、「トンネル標準示方書 シールド工法・同解説¹⁾」では、ECL 工法と同じ内容を示す用語として、「場所打ちライニング工法」を使用している。そこで、本研究においてもこれにならい、シールドテールでコンクリートを打設し、コンクリート加圧ジャッキにより加圧して覆工を構築する施工方法を場所打ちライニング工法と呼び、用語の統一を図る。また、ECL 工法は個別の名称として必要な場合のみに使用することとする。

2.2.2 施工方法と施工実績

ECL 工法協会には、約 20 種類の工法が登録されている。このように多くの工法が存在する理由は、鉄筋等の補強部材の有無と挿入方法に違いがあり、それにもなってコンクリートの打設方法も多様となっていることが挙げられる。ECL 工法協会によると登録された工法による施工事例として表-2.2 に示す 14 例が報告されている²⁾。

表-2.2 によると、わが国で場所打ちライニング工法を適用した事例は 1985～1995 年頃に集中している。これは、場所打ちライニング工法が、主にシールド工法に代わる新しい形態の施工法と考えられ、シールド工法の歴史の中で開発が進められてきたこととかかわりがあると考えられる。そこで、シールド工法の技術開発の歴史をレビューする。

表-2.2 ECL工法施工実績²⁾

No	工事件名	発注者	用途	主な地質	断面形状	仕上がり 内径(mm)	施工延長 (m)	施工時期	覆工形式	シールド形式	工法名
1	東北新幹線(御徒町)トンネル工事	日本国有鉄道	鉄道(導坑)	洪積粘性土	円形	3,030	16	自 S60 年 4 月 至 60 年 5 月	プレストレストコンクリート	手掘り式	EPCL
2	都営新宿線(10号線)江戸川工区建設工事	東京都交通局	鉄道	洪積粘性土	円形	6,700	12	自 S61 年 8 月 至 61 年 12 月	プレストレストコンクリート	泥水式	ELM
3	信濃川第2水路トンネル工事	東日本旅客鉄道株式会社	水路	砂岩・シルト岩	円形	7,600	3,100	自 S62 年 7 月 至 H 1 年 9 月	無筋コンクリート	半機械式	TEK-ECL
4	上溝南部都市下水路整備工事	相模原市	下水道	関東ローム	円形	2,000	347	自 S62 年 9 月 至 63 年 12 月	鉄筋コンクリート	手掘り式	RTライニング
5	蛇の目ミシン線管路化工事	東京電力株式会社	管路	関東ローム	円形	1,550	50	自 S62 年 11 月 至 63 年 3 月	ハンチプレートコンクリート	手掘り式	PCL
6	桜木町構内下水道新設工事	東日本旅客鉄道株式会社	下水道	泥岩	円形	1,500	177	自 S63 年 6 月 至 63 年 9 月	鉄筋コンクリート	半機械式	SECL
7	横須賀市安針塚下水道工事	横須賀市(移管)	下水道	泥岩	円形	1,800	41	自 S63 年 7 月 至 63 年 9 月	鉄筋コンクリート	半機械式	T-ECL
8	野沢4丁目付近管路新設工事	東京電力株式会社	洞道	固結シルト	円形	2,250	1,005	自 H 1 年 3 月 至 H 1 年 12 月	鉄筋コンクリート	機械式	TELS
9	北幹・秋間T東工事	日本鉄道建設公団	鉄道	凝灰岩	馬蹄形	8,920×9,700	3,805	自 H 2 年 3 月 至 H 6 年 8 月	無筋コンクリート	半機械式	TEK-ECL
10	新宿区南元町若葉2丁目付近枝線工事	東京都下水道局	下水道	沖積粘性土・腐植土の互層	円形	2,870	60	自 H 3 年 7 月 至 H 3 年 10 月	鉄筋コンクリート	土圧式	KCL
11	文京区弥生1丁目千駄木1丁目付近枝線工事	東京都下水道局	下水道	火山灰質粘土・洪積砂質土	円形	2,200	824	自 H 4 年 4 月 至 H 5 年 6 月	鉄筋コンクリート	土圧式	SECL
12	野沢3丁目付近管路新設工事	東京電力株式会社	洞道	固結シルト	円形	2,350	820	自 H 4 年 6 月 至 H 5 年 4 月	鉄筋コンクリート	機械式	TELS
13	岡南シールド工事	建設省中国地方建設局	共同溝	洪積砂礫土	円形	5,900	1,857	自 H 6 年 3 月 至 H 10 年 10 月	鋼繊維補強コンクリート	泥水式	ECL
14	日高発電所新設工事のうち土木本工事(第2工区)	北海道電力株式会社	放水路	スベライト質溶岩、泥岩	円形	3,400	6,082	自 H 7 年 3 月 至 H 10 年 5 月	無筋コンクリート	複合型TBM	ECL

シールド工法では、1965年から1980年頃にかけて泥水式シールド工法⁵⁾、泥土圧シールド工法⁶⁾などの密閉式シールド工法が、さらに裏込め注入技術などの画期的な技術が次々と開発された。これにより、シールド工法は、都市部の軟弱な地盤で大きな地盤変状が許されない施工条件において、安全と進捗を確保しつつトンネルを構築できる標準的な工法として確立された。

しかし、一方、シールド工法は、施工に必要なコストが山岳工法に比べて大きく、同一の掘削断面積で比較した場合、延長1mあたりの施工費は2倍程度になるとの報告⁷⁾もある。このため、経済性を向上させることに技術開発の主眼が移り、二次覆工の省略やセグメントの幅広化、路線延長の長距離化、地中でのトンネル分岐・接合技術、掘削断面の多様化など、様々な課題に対する研究が行われた。

このような状況の中で、場所打ちライニング工法は大きな注目を集めた。場所打ちライニング工法は、高い製作精度が求められるためセグメントと裏込め注工が不要となり経済性が向上するほか、覆工の考え方によっては二次覆工が省略され、工程上のメリットが得られる場合がある。また、場所打ちライニング工法は1980年代にヨーロッパで実用化されていたこともあり、社会資本整備が積極的に行われ、数多くの施工案件が計画されていた国内に導入され、場所打ちライニング工法はシールド工法を発展させた新たな技術として、活発な研究開発が進められた。

表-2.3 ECL工法の分類の基準（ECL工法ハンドブック³⁾の記載を引用）

分類	項目	説明
地山支持方法	コンクリート加圧	覆工コンクリートを加圧し、押し出すことにより、シールドテールの空隙を充填して、覆工体と地山を密着させる。
	充填材加圧	コンクリート以外の充填材などを打設・加圧することにより、シールドテールの空隙を充填して、覆工体と地山を密着させる。
打設方法1	連続打設	鉄筋などの補強材をコンクリート中に挿入しないため、打ち継ぎ部の処理をする以外は妻型枠を脱型しないで、コンクリートを連続打設する。
	サイクル打設	鉄筋などの補強材をコンクリート中に挿入するため、各サイクルごとに妻型枠の脱型、組み立てを行って、コンクリートを打設する。
打設方法2	単層打設	テール内において内型枠あるいは妻型枠より一度に覆工コンクリートを打設する。
	複層打設	テール内と推進時との二度に分けて覆工コンクリートを打設する。

表-2.4 ECL工法の分類と施工実績（ECL工法ハンドブック⁴⁾の記載を集計）

地山支持方法	打設方法1	打設方法2	覆工補強材	施工実績数
コンクリート加圧	連続打設	単層打設	無筋・ファイバー	3
	サイクル打設	単層打設	鉄筋・鉄骨	9
		複層打設	鉄筋・鉄骨	1
充填材加圧	サイクル打設	単層打設	鉄筋・鉄骨	1

ECL 工法協会では、これらの工法を、地山を支持するために打設する材料の種類とコンクリートの打設方法の観点から、表-2.3 の基準にしたがって分類しており、14 例の施工実績を分類した結果が表-2.4 である。

表-2.3 は、ECL 工法に登録された工法の分類方法を説明しており、地山支持のために打設する材料の種類や打設するタイミング、手順にそれぞれ違いがあった。これらの違いは鉄筋の組立をいかに効率的に行うかを検討した結果である。多くの施工方法が開発され、これらの方法が一つに集約されていないことから、鉄筋を効率的に組み立てることが非常に困難であることが伺われる。

また、表-2.4 に注目すると、これまでの施工事例の多くで、鉄筋などの補強部材が必要とされている。補強部材を使用した事例は、すべて都市部で施工されており、設計方法もシールド工法の設計法に準拠している。ECL 工法での設計手法を示した「ECL 工法指針（案）〔設計編〕」⁸⁾で採用されている設計方法もシールド工法の設計法に則ったものである。以上のように、場所打ちライニング工法はシールド工法の技術開発の中で取り扱われ、シールド工法の一部を補完する工法として期待された。

2.2.3 場所打ちライニング工法の課題

場所打ちライニング工法は、主に 1980 年代に盛んに採用されたが、表-2.2 のように、1990 年代後半から新たな施工事例が見られず、新しいトンネル工法として定着しているとはいえない状況である。この理由の一部として以下の点が推察される。

- a) 都市部に見られる軟弱な地盤に場所打ちライニング工法を適用した場合、設計計算の結果によって、コンクリートに鉄筋などの補強部材を入れる必要が生じる。この補強部材の設置の手順が複雑で、かつ、時間を要するため、シールド工法に比べて施工性が低下した。
- b) 場所打ちライニングでは、コンクリートの自己収縮や乾燥収縮、温度に加え、施工時荷重によってクラックが生じる。このため、二次覆工を省略した場合、トンネル内面の仕上がり、要求性能に対して十分ではなく、事後のメンテナンスにコストと手間を要した。

各施工事例によって、その他にも様々な理由があると考えられるが、場所打ちライニング工法はシールド工法に代わる工法として、広く適用されていると言えない状態にある。しかし、近年、山岳工法における覆工の考え方を適用して、場所打ちライニング工法を再評価する動きが見られる。この点については、本章で後述する。

2.3 場所打ちライニング工法に関する既存の研究

本節では、場所打ちライニング工法に関する最近の2つの研究成果を説明する。

2.3.1 杉山らによる研究

杉山ら⁹⁾は、表-2.2に記載された岡南シールド工事（場所打ちライニング（一次覆工）外径 6.5m、厚さ 0.3m）での施工実績と実験の結果から、場所打ちライニングと周辺地山との相互作用から「地盤反力法」と称する断面力算定法¹⁰⁾を提案した。また、コンクリート打設圧力が過大になった場合に地盤を隆起させ、受働破壊する可能性を示し、受働破壊モデルを提案し、実験結果と比較して妥当性を検証した。以下でそれぞれについて説明する。

(1) 場所打ちライニングの断面力算定手法の研究

前述したように、「ECL 工法施工指針（案）〔設計編〕」⁸⁾では、場所打ちライニングをシールド工法に準拠した方法で設計することが規定されている。すなわち、場所打ちライニングに作用する荷重は以下のように算定される。

- a) 鉛直荷重は、土被りと地山の単位体積重量によって決定される。ただし、土被りが大きくなり、洪積地盤程度の地盤強度が期待できる場合は Terzaghi の緩み土圧を用いる。
- b) 水平土圧は、鉛直土圧に側方土圧係数を乗じて算出する。
- c) 砂質土層では、土圧と水圧を分離して作用させる。

この方法では、鉛直土圧が水平土圧よりも常に大きくなり、打設後しばらくの間、液体として挙動するコンクリートの特性が反映された設計法となっていない。そこで、杉山らは遠心載荷装置に搭載した土槽にラバーバルーンを埋め込み、液圧が作用した場合の周辺地盤の土圧を実験により確認した。その結果、バルーンから離れた位置の側方土圧は鉛直土圧に静止土圧係数を掛けた値とほぼ等しい値となったが、バルーン周辺ではバルーン圧に近い値を示し、液圧が周辺地盤に作用することを確認した。実験の結果から、場所打ちライニング工法にともなう周辺地盤の土圧の分布と場所打ちライニングに作用する反力について次のように仮定した。

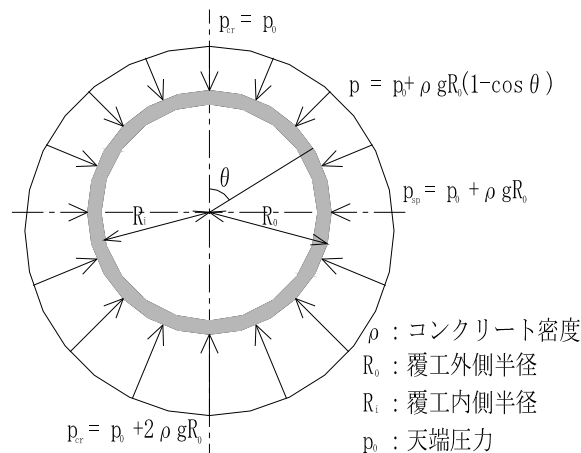


図-2.1 覆工に作用する地盤反力⁹⁾

- コンクリート圧力は密度と深度に応じた液圧分布となり、地盤もこの液圧分布にっあうように応力状態を変化させる。
- コンクリートの凝固後も地盤の応力分布は変化せず、固結した場所打ちライニングにはコンクリート打設圧力の反力が恒久的な荷重として作用する。
- コンクリート打設圧力は、天端を p_0 とするとコンクリートの密度 ρ と覆工高さによって定まる圧力が作用する。(図-2.1)

これらの仮定から、場所打ちライニングに作用する荷重を図-2.2のように a.地盤反力、b.覆工の自重、c.上半の地盤反力の増加分と d.下半の作用土圧の減少分の4つとした。杉山らは、これらの荷重に対する断面力を別々に計算し、場所打ちライニングに作用する断面力の算定する方法として「地盤反力法」を提案した。「地盤反力法」ではコンクリートの密度 ρ 、覆工外径 R_o 、覆工内径 R_i 、天端でのコンクリート打設圧力 p_0 を用いて、曲げモーメント M 、軸力 N 、せん断力 Q を表-2.5のように表すことができる。表-2.5によると、断面力は、トンネルの土被りや内部摩擦角や粘着力などの地盤物性値の影響を受けない。例えば、曲げモーメントは、コンクリートの密度とライニングの径のみによって定まり、軸力はコンクリートの密度とライニングの径に加えてコンクリート打設圧力によって決まる。したがって、地盤反力法では、打設圧力の増加にともなって軸力は増加するが、曲げモーメントは全く変化しないという計算結果が得られる。

このため、本方法によれば、コンクリートが圧壊しない範囲で打設圧力を大きくすることにより、場所打ちライニングは軸力が卓越し、構造的に安定した計算結果が得られる。

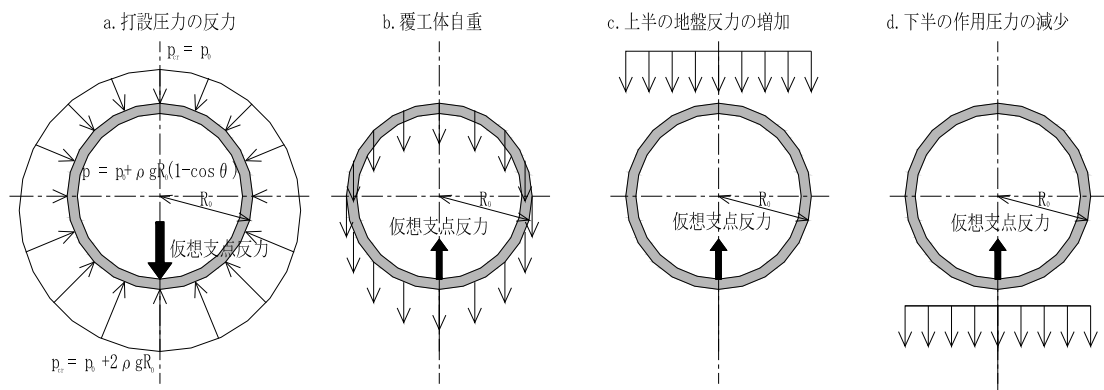

図-2.2 断面力計算における荷重のつりあい概念⁹⁾

表-2.5 地盤反力法における断面力算定式⁹⁾

要素荷重	曲げモーメント M	軸力 N	せん断力 Q
a. 高流動SFRCプレス圧力	$\frac{1}{4}\rho g R_o^2(-2 + \cos\theta + 2\theta \sin\theta)$	$p_0 R_o - \frac{1}{4}\rho g R_o^2(-4 + \cos\theta + 2\theta \sin\theta)$	$\frac{1}{4}\rho g R_o^2(2\theta \cos\theta + \sin\theta)$
b. 覆工体自重	$\frac{1}{4}\rho g(R_o^2 - R_i^2)R_o(2 - \cos\theta - 2\theta \sin\theta)$	$\frac{1}{4}\rho g(R_o^2 - R_i^2)(2\theta \sin\theta - \cos\theta)$	$-\frac{1}{4}\rho g(R_o^2 - R_i^2)(2\theta \cos\theta + \sin\theta)$
c. 上半部 地盤反力の増加	$\frac{\alpha}{48}\rho g R_i^2 R_o(24 - 9\pi + 8\cos\theta + 6\pi \cos 2\theta)$	$\frac{\alpha}{6}\rho g R_i^2(3\pi \sin^2\theta - \cos\theta)$	$-\frac{\alpha}{6}\rho g R_i^2 \sin\theta(1 + 3\pi \cos\theta)$
	$\frac{\alpha}{48}\rho g R_i^2 R_o(24 + 9\pi + 8\cos\theta - 24\pi \sin\theta)$	$\frac{\alpha}{6}\rho g R_i^2(3\pi \sin\theta - \cos\theta)$	$-\frac{\alpha}{6}\rho g R_i^2(3\pi \cos\theta + \sin\theta)$
d. 下半部 地盤反力の減少	$\frac{(1-\alpha)}{48}\rho g R_i^2 R_o(24 - 9\pi + 8\cos\theta)$	$-\frac{(1-\alpha)}{6}\rho g R_i^2 \cos\theta$	$-\frac{(1-\alpha)}{6}\rho g R_i^2 \sin\theta$
	$\frac{(1-\alpha)}{48}\rho g R_i^2 R_o(24 + 9\pi + 8\cos\theta - 6\pi(\cos 2\theta + 4\sin\theta))$	$-\frac{(1-\alpha)}{6}\rho g R_i^2(\cos\theta + 3\pi \sin\theta(\sin\theta - 1))$	$-\frac{(1-\alpha)}{6}\rho g R_i^2(\sin\theta + 3\pi \cos\theta(1 - \sin\theta))$

ρ : 高流動SFRCの密度, p_0 : 天端での高流動SFRCプレス圧, R_o : 覆工外径, R_i : 覆工内径, θ : 天端からの角度 ($0 \leq \theta \leq \pi$), α : トンネル上半での浮力分担比率 ($0 \leq \alpha \leq 1$), 軸力の符号 : 圧縮を正

(2)コンクリート打設圧力制御範囲に関する研究

前項で説明した地盤反力法では、コンクリート打設圧力が高いほど場所打ちライニングは安定した計算結果が得られ、経済的な設計が可能となる。しかし、打設圧力が極端に大きくなると、地盤が受働破壊する懸念がある。この観点から、杉山¹¹⁾らは、地盤の受働破壊を生じない限界の打設圧力について検討した。

まず、周辺地盤の受働破壊メカニズムを明らかにするために、遠心載荷が可能な土槽にラバーバルーンを埋設し、地盤にコンクリート打設圧力を繰り返し載荷した。また、土圧計を埋設し、バルーン圧力を変化させた際のバルーン圧力と鉛直・水平方向の土圧、地盤変位の関係を調べた。

さらに、地盤が受働破壊する場合のメカニズムとして、以下の3つのモデルを検討した。

①Terzaghi のゆるみ土圧理論を応用した破壊モデル

本モデルは、トンネル覆工に主働的に作用する土圧を算定する Terzaghi の緩み土圧理論を受働破壊時に適用したモデルであり、作用する荷重の相違点を図-2.3 に示す。

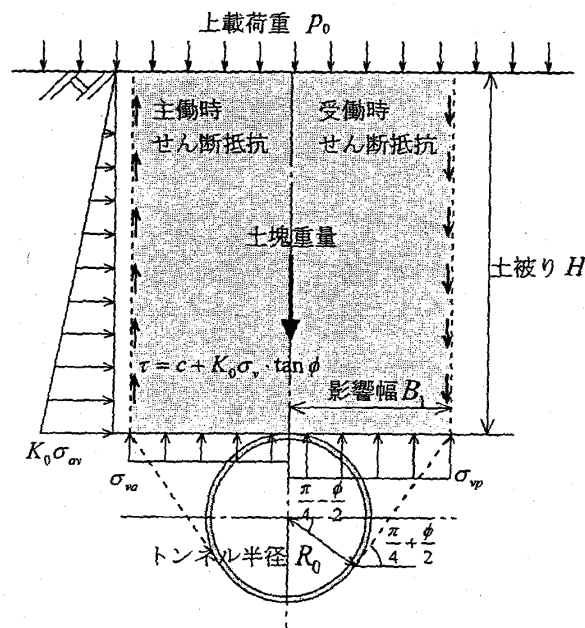


図-2.3 Terzaghi のゆるみ土圧を応用した破壊モデルにおける荷重の作用⁹⁾

図-2.3のように、トンネル天端で影響幅 B_1 を持ち、地上まで同じ幅をもった土塊を考える。図でトンネル左側は地盤が主働破壊する場合の荷重の作用状態で、土塊に鉛直上向きせん断力が作用している。ただし、一般的にゆるみ土圧を計算する際、側方土圧係数として 1.0 を使用するが、ここでは静止土圧係数を使用している。

一方、右側は受働破壊する場合を示しており、土塊に対し鉛直下向きのせん断力を考えており、破壊時土圧は式(2.1)のとおりとなる。側方土圧係数には、主働破壊時と同じく静止土圧係数を使用している。

$$\sigma_{vp} = \frac{B_1(\rho g + c/B_1)}{K_0 \tan \phi} \left[\exp\left(\frac{K_0 \tan \phi \cdot H}{B_1}\right) - 1 \right] + p_0 \exp\left(\frac{K_0 \tan \phi \cdot H}{B_1}\right) \quad (2.1)$$

また、影響幅 B_1 は式(2.2)で表される。影響幅は主働破壊時と同じ値を使用している。

$$B_1 = R \cdot \cot\left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}\right) \quad (2.2)$$

ここで、 K_0 ：静止土圧係数， c ：地盤の粘着力， ϕ ：内部摩擦角，

ρg ：地盤の単位体積重量， p_0 ：上載荷重， R ：覆工半径

②対数らせん破壊理論を応用した破壊モデル

松尾の送電用鉄塔基礎の引張抵抗力の研究¹²⁾を参考に、図-2.4 の対数らせん cd をすべり線とするモデルを考える。破壊線のパルーン側始点 c の位置は、任意に決定することができるが、土塊重量による回転モーメント、パルーン圧力による回転モーメント、接触面 ab から受ける力による回転モーメントの釣り合いから計算した破壊時のパルーン圧力 P_b が最小となる場合に実際の受働破壊が発生すると考える。これにより、土盛りやトンネル径などの施工条件、内部摩擦角や地盤の単位体積重量などの地盤物性値があたえられた場合の受働破壊圧力と破壊線を求めることができる。

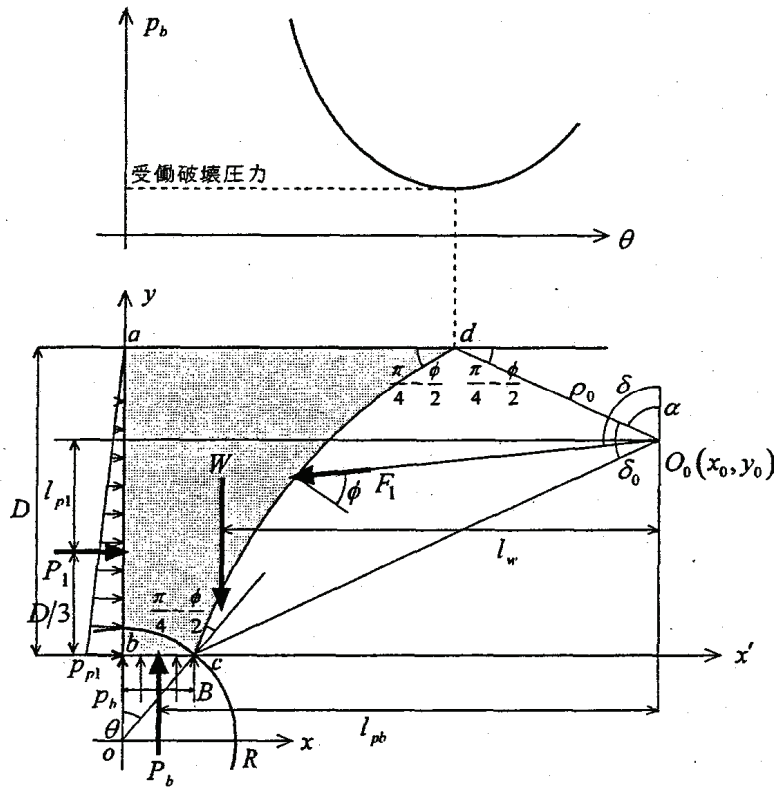


図-2.4 対数らせん破壊理論を応用した破壊モデル⁹⁾

③直線的すべり線を仮定した簡易破壊モデル

上記の対数らせん破壊理論を応用したモデルでは、計算が非常に煩雑となる。そのため、より簡易な計算方法として、すべり線をトンネル中心から鉛直方向と角度 θ の直線で近似させる方法を提案した。本モデルでは、土塊に作用する重量 W 、バルーンから受ける上向きの力 F_b 、すべり線に対して法線方向に作用する力 F_θ と接線方向に作用する力 F_r を考え、それら4つの力の鉛直方向成分の釣り合い条件を満たし、かつバルーン圧力 P_b が最低となる場合に破壊が発生するものとする。これにより、対数らせん破壊モデルの場合と同様に、受働破壊圧力と破壊線を求めることができる。

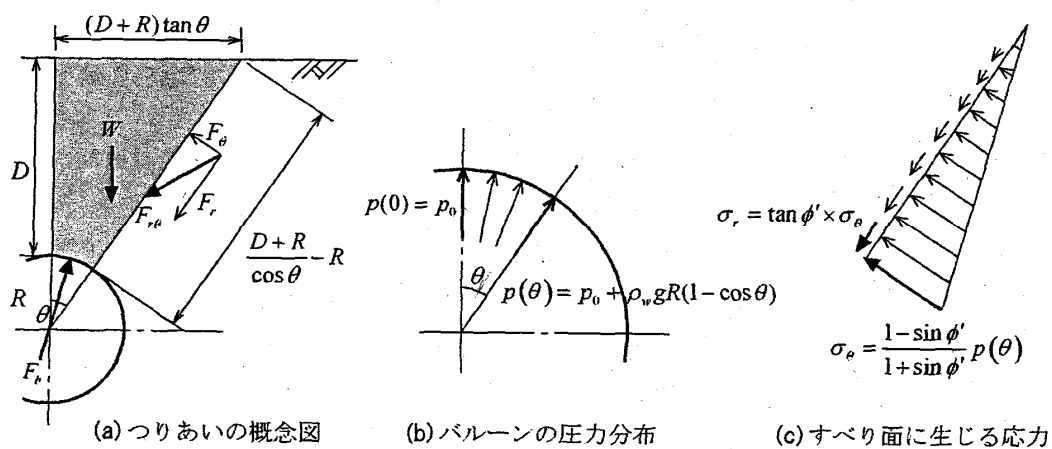


図-2.5 直線的すべり線を仮定した簡易的破壊モデル⁹⁾

杉山らは上記の3つの破壊モデルによる計算値と実測値を比較し、以下の事項を確認した。

- 実験によると、地盤が受働破壊したときのバルーン圧力はあるピーク値を示し、それ以降はバルーンの体積が増加してもバルーン圧力は増加しない。また、すべり線はトンネル肩部から地表面に向かって広がる形状であった。
- Terzaghi の応用モデルから得られた受働破壊圧は、遠心模型実験における地盤の乱れが少ない場合には、地表面隆起時の圧力を表現できていた。
- 対数らせんモデル、直線近似モデルでの計算値は遠心模型実験での受働破壊時のピーク値圧力の80～85%程度であり、安全側の予測値を得ることができる。

2.3.2 飯田らによる研究¹³⁾

飯田らは、東北新幹線三本木原トンネルでの場所打ちライニング工法による施工において、場所打ちライニング内部のひずみや内型枠、コンクリート打設圧力、周辺地盤の変位などを計測した。さらに、実際の施工手順や施工条件を反映させた三次元解析を実施し、計測結果と比較した。

この結果、場所打ちライニングの各施工ステップにおける断面力、応力とひずみの変化を明らかにし、ライニングの耐荷機構に関する検討を行った。

(1)場所打ちライニングの断面力の計測¹⁴⁾

三本木原トンネルのような連続打設方式の場所打ちライニング工法では掘進途中に妻型枠を脱型することがないため、内型枠と妻型枠に囲まれ密閉されているライニング内部のひずみを計測することは困難であった。そこで、図-2.6のようなひずみ計押込み装置を装備してひずみ計を内型枠の内部に控えた位置に設置し、掘進によってひずみ計が妻型枠を通過した時点でコンクリート中に押し上げる構造とし、場所打ちライニングの円周方向のひずみをコンクリート打設、硬化、脱型の施工過程を通じて測定できるようにした。

このほかに、内型枠外面に圧力計を装備してコンクリートが硬化するまでのコンクリート圧力を計測した。また、内型枠の円周方向とトンネル掘進方向にそれぞれひずみ計を設置して、それぞれのひずみを計測した。トンネル横断面における場所打ちライニングの円周方向内部ひずみ、コンクリート圧力、内型枠円周方向ひずみのそれぞれの測定位置は図-2.7に示すとおりで、コンクリートのひずみは二重丸の8箇所、コンクリート圧力と内型枠の円周方向ひずみは丸で示した8箇所計測している。

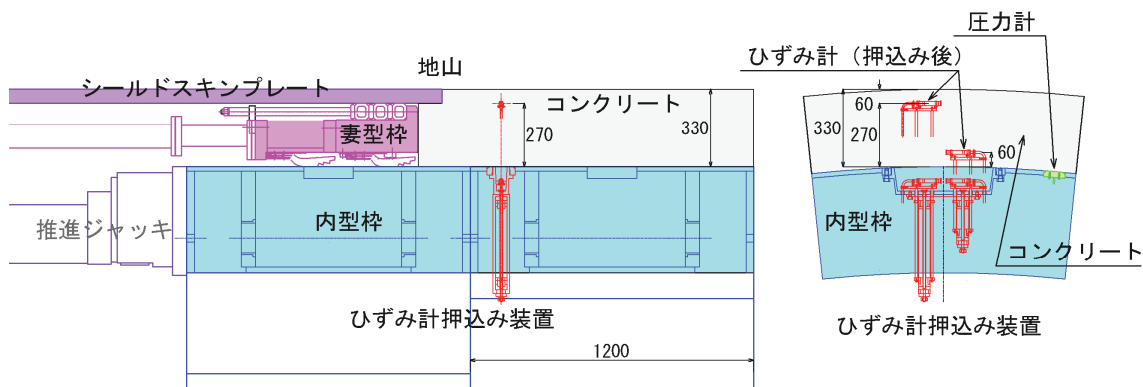


図-2.6 ひずみ計押込み装置概要図

場所打ちライニングに図-2.6の方法で設置したひずみ計による計測結果から、コンクリートは打設後6時間から凝結し硬化が顕著となることが確認された。そこで、コンクリートに生じる応力は、打設後6時間でのコンクリート圧力を等方的な残存応力と考え、6時間後のひずみ量と弾性係数の積を加えた値で計算されるものとして、式(2.3)で表すことが

できると仮定した.

$$\sigma = \sigma(6h) + E(t) \cdot \varepsilon(t) \quad (2.3)$$

ここで、各記号は以下の値を示している.

$\sigma(6h)$: 打設後 6 時間でのコンクリート圧力 (圧力計で測定)

$E(t)$: 打設後 t 時間での弾性係数 ($t=6h$ 以前は弾性係数 $E(t)=0$)

$\varepsilon(t)$: 打設後 t 時間での 6 時間以降に発生したの円周方向ひずみ

また、コンクリートは、硬化の過程でセメント水和反応にともなう温度上昇、自己収縮、乾燥収縮、クリープなどの変形が生じる。そこで、荷重以外の原因で発生するひずみを排除するため、発泡スチロールを型枠外面に貼り付け、型枠の拘束の影響を取り除いたダミーの供試体を同時に製作し、供試体のひずみを計測した。さらに、ライニングに使用した配合のコンクリートに対し、クリープ試験を実施してクリープ係数を求め、上記の力学的作用にともなわないひずみの値を計測値から差し引いた。

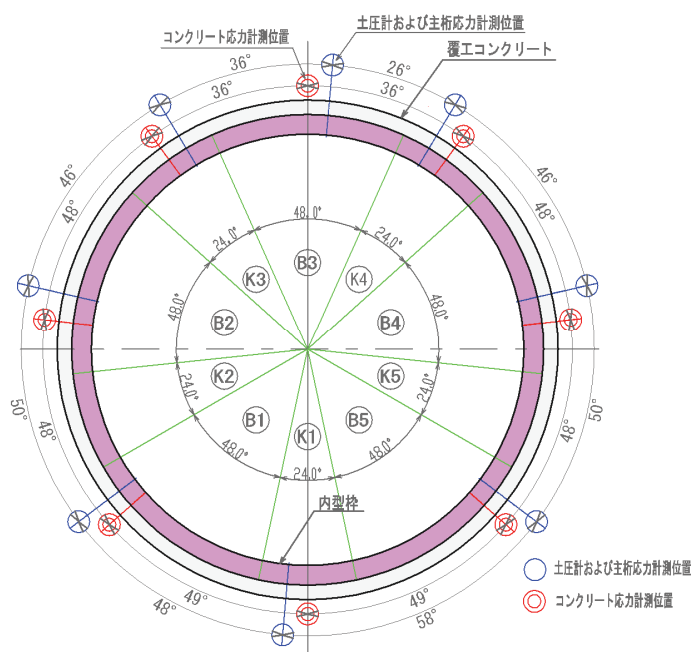


図-2.7 コンクリート，内型枠ひずみ測定位置

上記の計測に加え、さらに確認のため応力解放法による計測を追加実施した結果、飯田らは以下の知見を得た。

①内型枠の挙動

- a) 内型枠のトンネル周方向のひずみは、テール脱出後 6 リング後までに変動が生じ、その後はほとんど変化が見られない。内型枠には全周に圧縮力が作用し、そのまま脱型に到る。
- b) 内型枠のトンネル軸方向のひずみはジャッキ推力が支配的であり、掘進に必要な推進

反力のほとんどが、コンクリート打設後6リングの間でうけもたれている。

②場所打ちライニングの挙動

- 打設直後のコンクリートは液体状の圧力分布を示し、圧力計によるコンクリート圧力の測定値は、コンクリート密度と鉛直高さで計算される静水圧分布で説明できた。
- 内型枠の脱型にともない、内型枠とコンクリートとの境界面に作用していた応力が開放される。その際、ライニングの断面力変化は軸圧縮力の増加が支配的で曲げモーメントの増加は小さい。
- ライニングの軸力はトンネル下半部よりも上半部の方が大きくなる傾向が見られた。

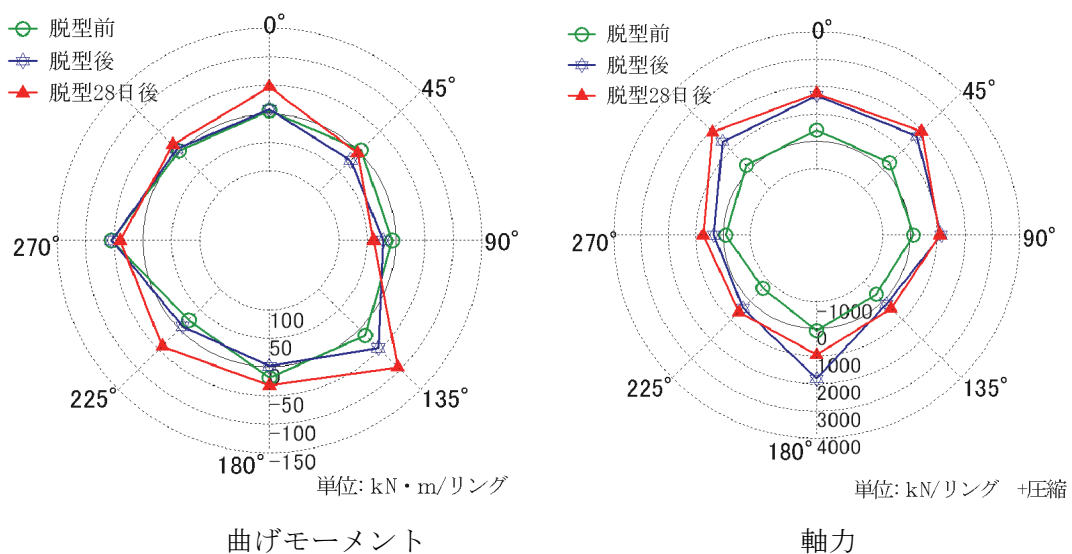


図-2.8 場所打ちライニングの曲げモーメントと軸力の変化¹³⁾

(2)場所打ちライニングの耐荷機構の検討¹⁵⁾

飯田らは図-2.9 のような解析モデルを用い、三次元有限差分法による解析を行った。解析では1リング毎の掘進、コンクリート打設、内型枠の脱型・組立という施工サイクルを模擬した逐次解析とし、コンクリートの強度と弾性係数も掘進の進行に合わせて増加させることにより、施工過程をより忠実に再現することを試みた。

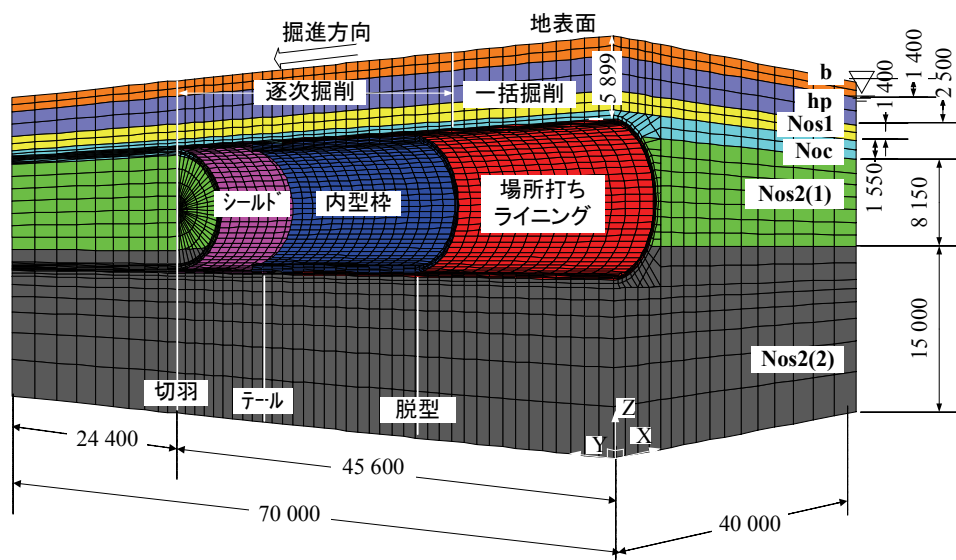


図-2.9 三次元有限差分法による解析モデル¹³⁾

解析により、施工過程における周辺地盤や内型枠、場所打ちライニングの変位、断面力の変化を再現しており、解析の結果、以下の傾向が見られた。

①地盤變位量

図-2.10のように、トンネル直上1mと地表面での地盤変位量解析結果を計測結果と比較した。その結果、切羽通過前に隆起、切羽通過時に沈下、テール脱出時に隆起、内型枠脱型時は沈下の挙動を示し、その傾向は計測値と同様の結果となった。

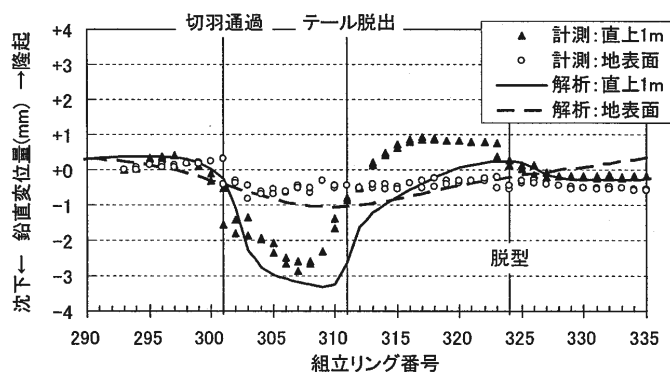
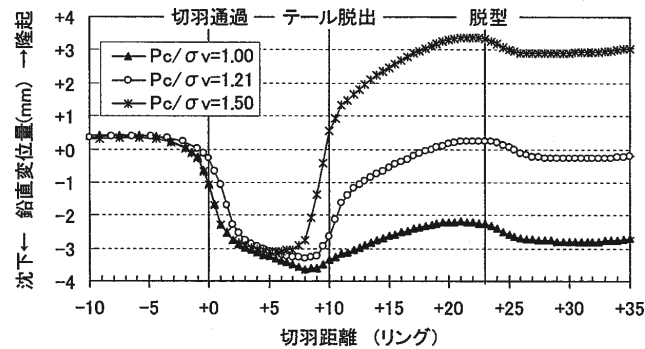
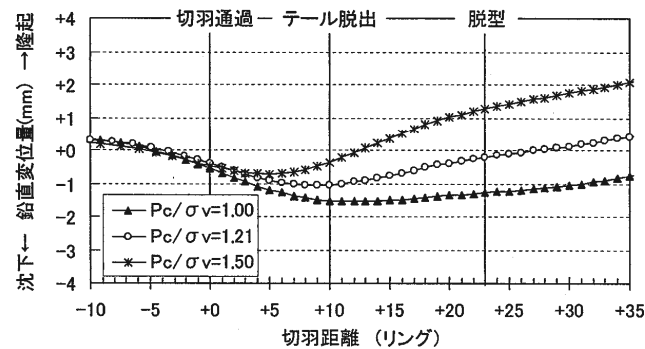


図-2.10 トンネル直上の地山の鉛直変位¹³⁾

また、土被り圧 σ_v と打設圧力 P_c の比を変化させ、同様に掘進過程にともなう地盤変位量の変化を解析したところ、図-2.11 のように、打設圧力が大きいほど脱型後の隆起量が大きくなることが確認された。



(a) トンネル直上 1m



(b) トンネル直上の地表面

図-2.11 打設圧力によるトンネル直上の地山の鉛直変位の変化¹³⁾

②場所打ちライニング

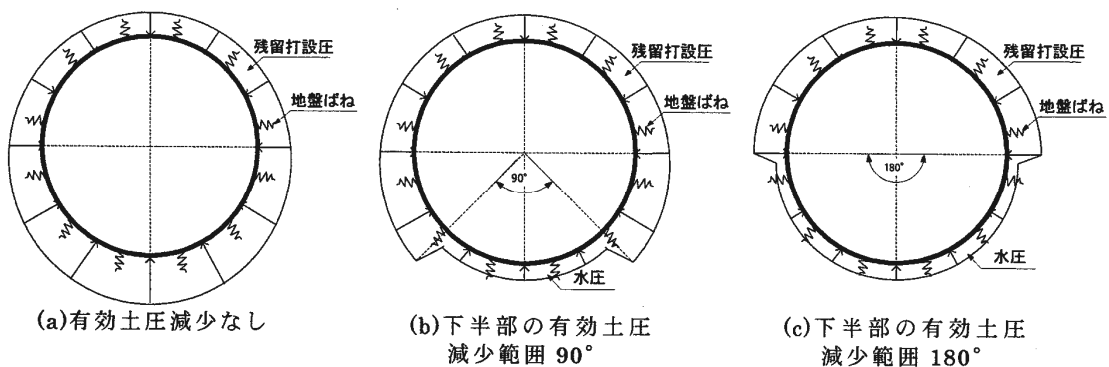


図-2.12 場所打ちライニングに作用する荷重の減少範囲概念図¹³⁾

場所打ちライニングに関する計測結果では、図-2.8のようにリング頂部に軸力最大値が発生する傾向がみられた。飯田らは、この原因として、場所打ちライニングに発生した温度変化、自己収縮、乾燥収縮にともなうひずみにより、ライニング径が縮小し、地山との間の有効応力が減少した可能性を指摘した。場所打ちライニングには最終的に 700×10^{-6} の収縮ひずみが発生しており、トンネル直径が 8mm 縮小した計算となる。これは、地山のリバウンド量の計算値 2mm よりも大きく、トンネル下半部には水圧のみが作用する範囲が存在する可能性を示している。この仮定に基づき、図-2.12のように有効土圧の減少した範囲を3段階に分けた荷重モデルを設定した。さらに、図-2.13で、それぞれの場合の場所打ちライニングの断面力の計算結果と計測結果を比較した。この結果、有効土圧の減少範囲を下半 180° とした場合が計測結果に最も近くなることを確認した。

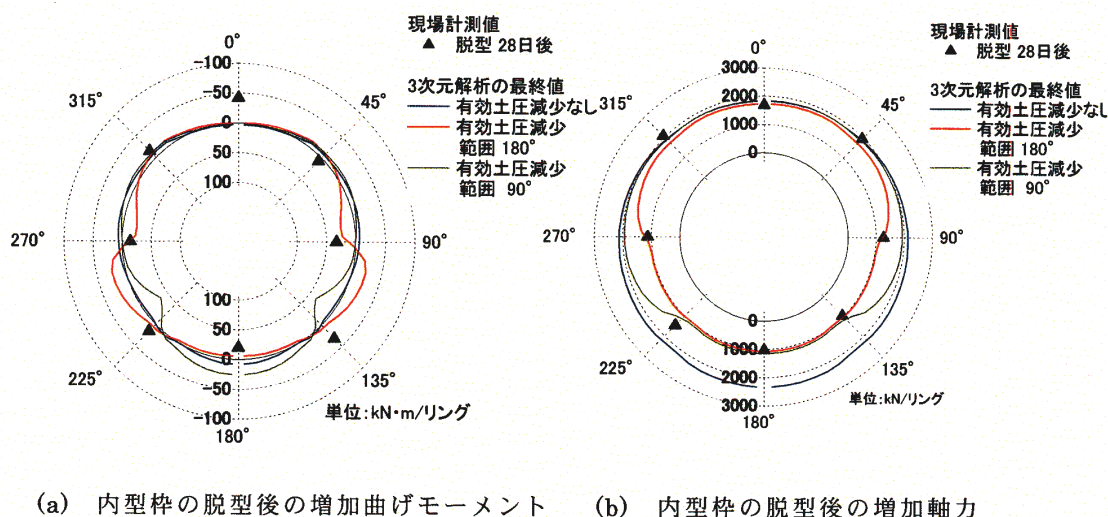


図-2.13 荷重減少範囲を仮定した場合の場所打ちライニング断面力の比較¹³⁾

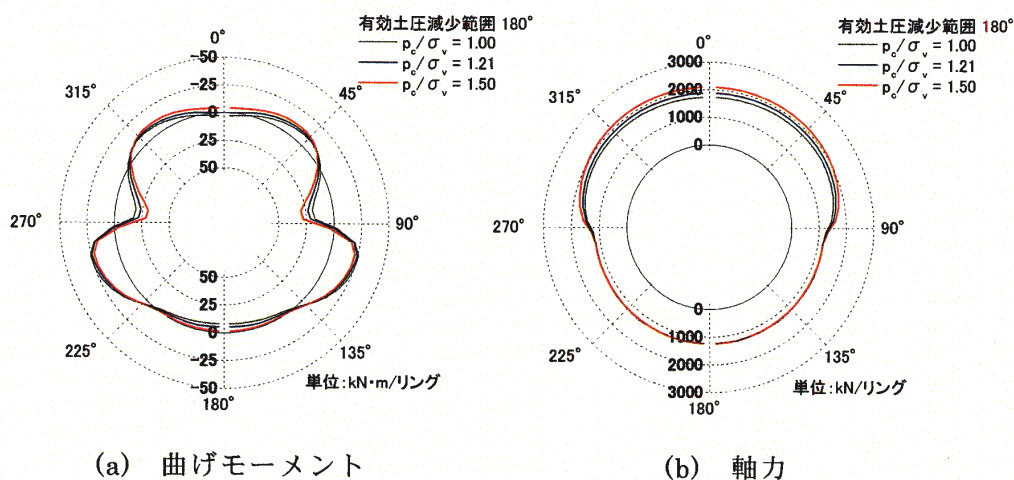


図-2.14 打設圧力による場所打ちライニング断面力の変化（有効土圧減少範囲 180° ）¹³⁾

さらに、打設圧力による場所打ちライニング断面力の変化を図-2.14で調べた。図では、打設圧力と土被り圧の比を1.00, 1.21, 1.50の3種類で変化させており、有効土圧の減少範囲は 180° としている。この結果、打設圧力を増加させると軸力が増加するが、曲げモーメントの変化は小さいことがわかった。

2.4 場所打ちライニング工法の展望

山岳工法は様々な補助工法の開発によって、未固結の土砂地山まで適用範囲が広がられた。しかし、切羽の崩壊を防ぐために非常に多くの補助工法を使用することを余儀なくされ、結果的にシールド工法と同等のコストを要するだけでなく、さらに想定以上の工期を要するという事例も見られる。これは、山岳工法が地山に合わせてフレキシブルに施工できるという利点の半面、想定外の地山に遭遇した場合には経済的なメリットを発揮できない場合があることを示している。一方、シールド工法は、想定される最も厳しい条件にあわせて、設備を計画するため、一般的にコストが大きくなる傾向がある。このような理由から、山岳工法とシールド工法の境界に位置する未固結土砂地山に対し、想定されたコストと工期で、安定した施工を可能とする工法が求められている。

ある程度のトンネル延長があり、掘削断面を変化させる必要が少ないという条件が必要であるが、2.2節で述べたように、場所打ちライニング工法は山岳工法とシールド工法の両方が適用可能な境界の地盤条件で、施工性、安全性、経済性を確保可能な工法として再評価されている。

次章で説明する三本木原トンネルは、当初山岳工法によって施工を開始したが、切羽の崩壊が数回にわたって発生した。そこで、新しい施工法である「シールドを用いた場所打ち支保システム (SENS)」を導入することにより無事貫通し、施工性、経済性、安全性における優位性が確認された。また、同様に山岳部の切羽の安定性に懸念がある箇所や都市部の洪積粘性土などで同工法が施工中であり、今後、施工法の新たな選択肢として期待されている。

2.5 結論

本章では、ヨーロッパで開発された場所打ちライニング工法が、下水道や地下鉄などの社会資本整備が盛んに進められていた1980年代のわが国に導入され、独自の施工法が研究開発された経緯について説明した。また、場所打ちライニング工法が、シールド工法に変わる主要な工法として確立されていない状況とその理由について見解を述べた。

しかし、最近、場所打ちライニング工法は、山岳工法とシールド工法を適用する地盤の境界領域で、両者の特長を有した工法として、場所打ちライニング工法が注目を集めている。このような状況のもと、ライニングの力学的な挙動について実施された2つの画期的な研究成果を説明・分析した。

本研究では、山岳部で施工された新幹線複線断面トンネルの施工結果を元に、ライニングや内型枠、地盤に与える施工時荷重の影響について考える。第3章では、本研究で扱うトンネルの施工概要と施工結果について説明する。

参考文献

- 1) 土木学会：トンネル標準示方書（シールド工法編）・同解説，pp.246-250，1996.7
- 2) ECL 工法協会：ECL 工法ハンドブック，pp.35，1999.3
- 3) ECL 工法協会：ECL 工法ハンドブック，pp.13-14，1999.3
- 4) ECL 工法協会：ECL 工法ハンドブック，pp.34，1999.3
- 5) 栗原和夫：泥水加圧シールド工法，鹿島出版会，1982.7
- 6) 加島豊，杉江哲也：泥土加圧シールド工法の紹介と実績，トンネルと地下，第8巻7号，1977.7
- 7) 桜井春輔，足立紀尚共編：都市トンネルにおける NATM，pp.6，鹿島出版会，1988.12
- 8) 日本トンネル技術協会，ECL 工法指針(案)〔設計編〕，1992.3
- 9) 杉山博一：高流動鋼繊維補強コンクリートを用いた ECL トンネル覆工の設計手法に関する研究，東京都立大学大学院工学研究科博士論文，2003 年 8 月
- 10) 杉山博一，後藤茂，今田徹：鋼繊維補強コンクリートを用いた ECL トンネルの覆工体に作用する土圧の評価，土木学会論文集，No.694/III-57，pp.107-116，2001.12
- 11) 杉山博一，後藤茂，西村和夫：ECL トンネルのプレス圧力による周辺地盤の受働破壊メカニズム，土木学会論文集，No.757/III-66，pp.89-99，2004.3
- 12) 松尾稔：送電用鉄塔基礎の引揚抵抗力について，土木学会論文集，第105号，pp.9-18，1964.5
- 13) 飯田廣臣，含水未固結地山におけるシールドを用いた場所打ち支保システムに関する研究，早稲田大学大学院創造理工学研究科博士論文，2008.2
- 14) 飯田廣臣，野々村政一，小山幸則，小西真治，小泉淳：シールドを用いた場所打ちライニングの挙動に関する現場計測結果とその考察，土木学会論文集 F，Vol.63，No.3，pp.349-360，2007.8
- 15) 飯田廣臣，野々村政一，磯谷篤実：シールドを用いた場所打ち支保（SENS）の耐荷機構に関する研究，トンネルと地下，第39巻7号，pp.51-59，2008.7

第3章

場所打ちライニング工法の施工事例

第3章 場所打ちライニング工法の施工事例

3.1 はじめに

本章では、本研究で施工・計測データを使用する三本木原トンネルの概要と施工結果について説明する。前章で述べたとおり、場所打ちライニング工法は詳細な施工方法が多彩であるため、コンクリートの製造、打設、管理方法を詳しく述べ、本工法の位置付けを明確にする。

施工の結果、土被りの小さな場所でトンネル直上の地盤が隆起する現象が見られた。また、トンネル掘進方向と一定の角度を有する特徴的なクラックが発生した。そこで、施工時に計測した地盤変位量とコンクリート打設圧力、打設率などの関係をまとめる。さらに、場所打ちライニングに発生したクラックの特徴を述べ、それらを分類するとともに、トンネル延長上の発生位置について調査した結果を紹介する。

3.2 三本木原トンネルにおける施工の概要

3.2.1 三本木原トンネルの概要

(1) 施工条件と地盤条件の特徴

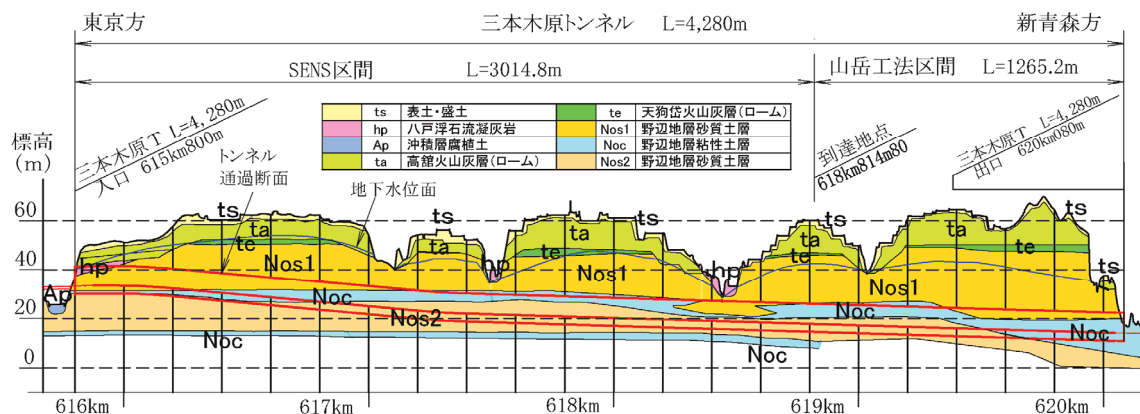


図-3.1 三本木原トンネル地質縦断面図

三本木原トンネル¹⁾は、青森県東部に位置し、東北新幹線の八戸・新青森間延伸工事の一部として施工された。トンネルは新幹線複線断面で延長は4,280mである。

図-3.1のように、施工箇所は三本木原台地と呼ばれる標高60m程度の比較的平坦な台地であり、野辺地層と呼ばれる新第三紀鮮新世から第四紀更新世初期にかけて堆積した洪積地盤の上に、火山砕屑物が分布している。施工区間中には河川などによって開析された沢

が4箇所存在する。土被りは2～45m（平均23m）であり、地下水位は全線にわたってトンネル天端よりも高い位置にある。

掘削の対象となる野辺地層は、粘性土層と砂質土層が複雑な互層を構成している²⁾。Nos1層とNos2層の違いを確認するために、図-3.2に、三本木原トンネルで掘削を行ったNos1層とNos2層の細粒分含有率 F_c と均等係数 U_c の関係を示した。図において、縦軸、横軸はともに対数軸であり、Nos1層は青色のひし形で、Nos2層は赤色の四角形でプロットしており、Nos1層で崩落のあった箇所のデータは青色で塗りつぶしたひし形としている。また、土木学会は流動化を示す指標³⁾として、「細粒分含有率 F_c が10%以下、かつ、均等係数 U_c が5以下」という条件を示しており、図にこの範囲を赤線で示している。

上部の砂質土層（以下、Nos1層と呼ぶ）は、細粒砂が主体となっており、均等係数、細粒分含有率ともに小さく、流動化指標で示された範囲に該当する箇所も多い。崩落した箇所と崩落しなかった箇所が流動化指標を基準として明確に分かれているわけではないが、Nos1層は非常に流動化しやすい地質であると言える。一方、下部砂質土層（以下、Nos2層と呼ぶ）は中粒～粗粒砂が主体で、均等係数が大きく、ほとんどの箇所で細粒分含有率も10%以上となっており、流動化の心配が少ない。また、Nos1層とNos2層の間には、火山灰質粘性土と小礫～比較的粗粒な砂が複雑に分布する野辺地粘性土層（以下、Noc層と呼ぶ）が介在する。

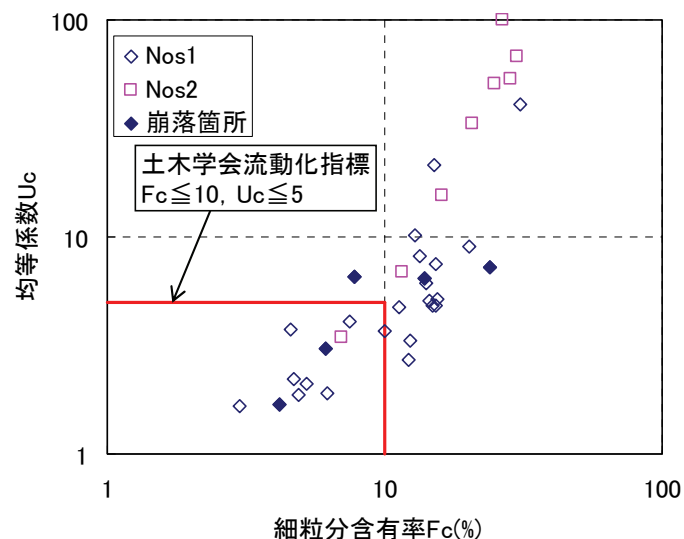


図-3.2 三本木原トンネル地質縦断面図

(2)山岳工法区間の施工概要

三本木原トンネルは、2001年8月に工事が開始され、当初、山岳工法で新青森方から施工が開始された。トンネルの横断面は図-3.3に示すとおりであり、当初は「(a)抱込型断面」で施工が開始されたが、後で説明する通り切羽の崩壊が発生したため、途中でインバート掘削の高さをできるだけ小さくするために「(b)改良型断面」に変更された⁴⁾。

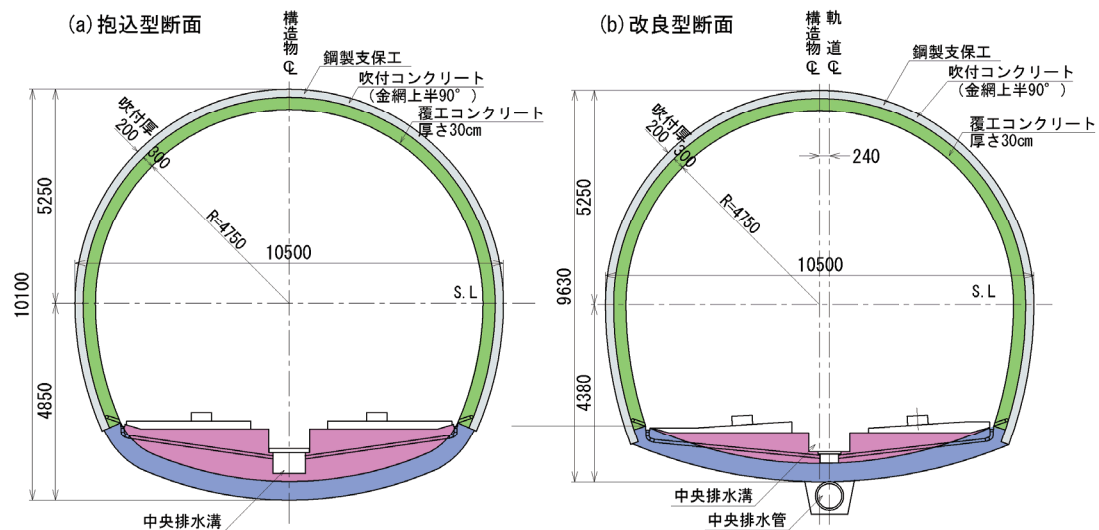


図-3.3 山岳工法でのトンネル横断面

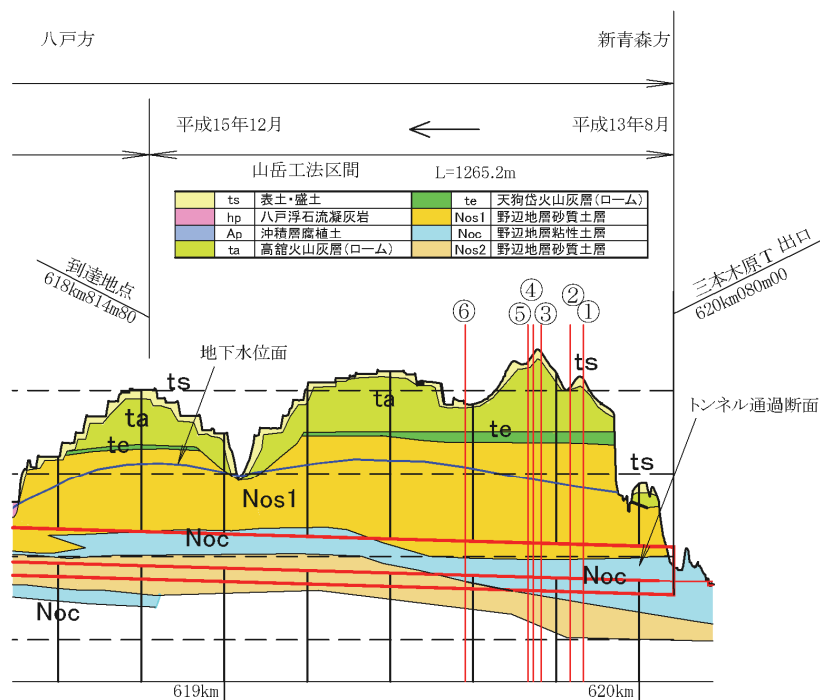


図-3.4 山岳工法における切羽崩壊の発生箇所

山岳工法で新青森側から掘削を開始したところ、坑口から 200～500m の範囲で切羽の崩落が合計 6 回発生した。発生位置は図-3.4 に示すとおりであり、崩落はいずれも掘削断面の上部に Nos1 層がありその下に Noc 層がある箇所が発生した。これらの崩落箇所では、ディープウェル工法などの地下水位低下工法が実施されていたが、地質の凹凸により完全に地下水を揚水できないため残留した溜まり水が土砂をともなって流出したケースや、地下水位を低下させたことにより砂質土の粘着力が失われ、乾燥流砂となって切羽が崩壊したケースがあった^{2),4)}。

崩落が発生した箇所では、20m に 1 箇所の割合でディープウェル工が実施されている。また、表-3.1 に示すように、先受け工などの補助工法が施工されているが、図-3.2 で示したような流砂現象を生じやすい地盤に対し、経済性と進捗を確保することは非常に困難な状態であった。

表-3.1 山岳工法による切羽崩壊状況のまとめ

	発生日	距離程	土被り	補助工法
	崩壊量	坑口距離	地下水位	
①	01/11/30	619k863m	40m	先受ボルト(モルタルてん充), $\Phi 22\text{mm}$, $L=3.0\text{m}$, 天端 90° 短尺水抜きボーリング $\Phi 76\text{mm}$, $L=15.0\text{m}$ (619k860m位置のみ, 施工用地が借地不可のため, ディープウェル工施工できず)
	9.5 m^3	217m	GL- 26.2m	
②	01/12/19	619k831m	38m	先受工(注入式)シリカレジン, $\Phi 76\text{mm}$, $L=12.0\text{m}$, 天端 90° 先受ボルト(モルタルてん充), $\Phi 22\text{mm}$, $L=3.0\text{m}$, 天端 90° 鏡止ボルト $\Phi 26\text{mm}$, $L=3.0\text{m}$, 天端 90° 短尺水抜きボーリング $\Phi 76\text{mm}$, $L=15.0\text{m}$
	8.5 m^3	249m	GL- 23.7m	
③	02/2/5	619k761m	45m	先受工(注入式)シリカレジン, $\Phi 76\text{mm}$, $L=12.0\text{m}$, 天端 90°
	8.0 m^3	319m	GL- 31.0m	
④	02/2/21	619k742m	45m	先受工(注入式)シリカレジン, $\Phi 76\text{mm}$, $L=12.0\text{m}$, 天端 90° 水抜きボーリング $\Phi 114\text{mm}$, $L=9.0\text{m}$, 4本
	30.0 m^3	338m	GL- 30.1m	
⑤	02/3/14	619k729m	44m	先受工(注入式)シリカレジン, $\Phi 76\text{mm}$, $L=12.0\text{m}$, 天端 150° 先受ボルト(注入式)シリカレジン, $\Phi 32\text{mm}$, $L=3.0\text{m}$, 天端 90° 鏡止補強工(注入式), $\Phi 26\text{mm}$, $L=12.0\text{m}$, 8本 水抜きボーリング $\Phi 114\text{mm}$, $L=9.0\text{m}$, 4本
	150.0 m^3	351m	GL- 28.1m	
⑥	02/9/10	619k578m	34m	先受工(注入式)シリカゾル, $\Phi 76\text{mm}$, $L=12.75\text{m}$, 天端 150° 鏡止補強工(注入式), $\Phi 76\text{mm}$, $L=12.75\text{m}$, 3本 水抜孔 $\Phi 50\text{mm}$, $L=3.0\text{m}$, 2本
	200.0 m^3	502m	GL- 15.2m	

(3) シールドを用いた場所打ち支保システム（SENS）の採用

上記の経緯から、施工方法の再検討が行われ、山岳工法では補助工法を追加しても切羽の安全を完全に確保することが難しいこと、一方、シールド工法ではコストが大幅に上がることから、新たな工法としてシールドを用いた場所打ち支保システム（以下、SENS と呼ぶ）が適用されることとなった。

本工法は、シールドを用いて切羽の安定確保と掘削を行い、一次覆工としてシールドテール部で、山岳工法の吹付けコンクリートの代わりに、コンクリートを場所打ちするものである⁵⁾。場所打ちライニングは、山岳工法の基本であるトンネル周辺の地山が持つ支保機能を有効に活用するものと考え、一次覆工の安定を計測で確認した後に、防水シートを設置し二次覆工を施工する。これにより、二次覆工には力学的な機能を付加させない。

図-3.1 に示したとおり、山岳工法による新青森側からの施工は、全延長 4,280.0m のうち 1,256.2m の地点で 2003 年 12 月に終了し、2004 年 7 月より反対の八戸側から SENS による施工 3,014.8m が開始された。SENS 区間のトンネル横断面は図-3.5 に示すとおりであり、トンネル外径が 11.44m、場所打ちライニングの厚さが 330mm であり、場所打ちライニングコンクリートは無筋である。シールドスキンプレートが 60mm あり、この箇所は健全なコンクリートを打設することが困難であることから、スキンプレート厚の 1/2 の 30mm を控除した 300mm が設計計算上の覆工厚とされた。

また、二次覆工の厚さは、山岳トンネル区間と同様に 300mm とし、この結果、内径 10.18m のトンネルが構築された。トンネル線形は、平面では曲線半径 8,000m の緩やかな曲線区間があり、縦断面には 9‰ の下り勾配があった。

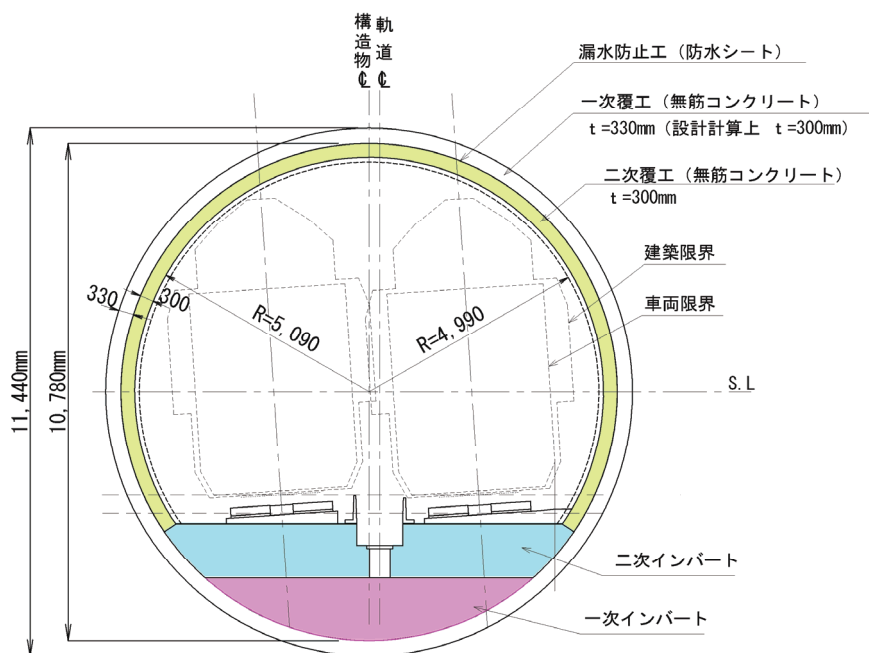


図-3.5 SENS 区間トンネル横断面（曲線区間）

図-3.1に示したように、トンネルの土被りは、平均21.4m、最大34.2m、最小5.7mである。SENS施工区間には3箇所の沢部があり、第3沢部（618km400m～500m）には、原地盤で最小土被りが2.0mとなる箇所があったが、保護盛土を行い、8.0mとされた。しかし、本研究で計測データを使用した試験施工区間では、土被り5.7mの原地盤のまま掘進された。トンネルの諸元を表-3.2にまとめる。

(4)SENS 区間の施工設備

①シールド

シールドを図-3.6と写真-3.1に示す。掘削形式は泥土圧シールドで、これは、チャンバーに泥水ではなく、半固体の泥土を充填して切羽土圧を保持することにより、コンクリートの切羽への回り込みを防止し、掘削で生じたボイド部を確実に充填するためである。

表-3.2 SENS 区間トンネル諸元

延長(SENS区間)	m	3014.8	トンネル外径	m	11.44
土被り 最大	m	34.2	一次覆工内径	m	10.78
最小※1	m	5.7	二次覆工内径	m	10.18
平均	m	21.4	一次覆工厚※2	m	0.33
平面曲線曲率半径	m	8000	二次覆工厚	m	0.30
縦断曲線曲率半径	‰	9.0	内型枠リング幅	m	1.2

※1 最小土被り2mであったが、施工前に保護盛土し、土被り8mとしている。

※2 一次覆工厚は設計計算上は0.30mとしている。

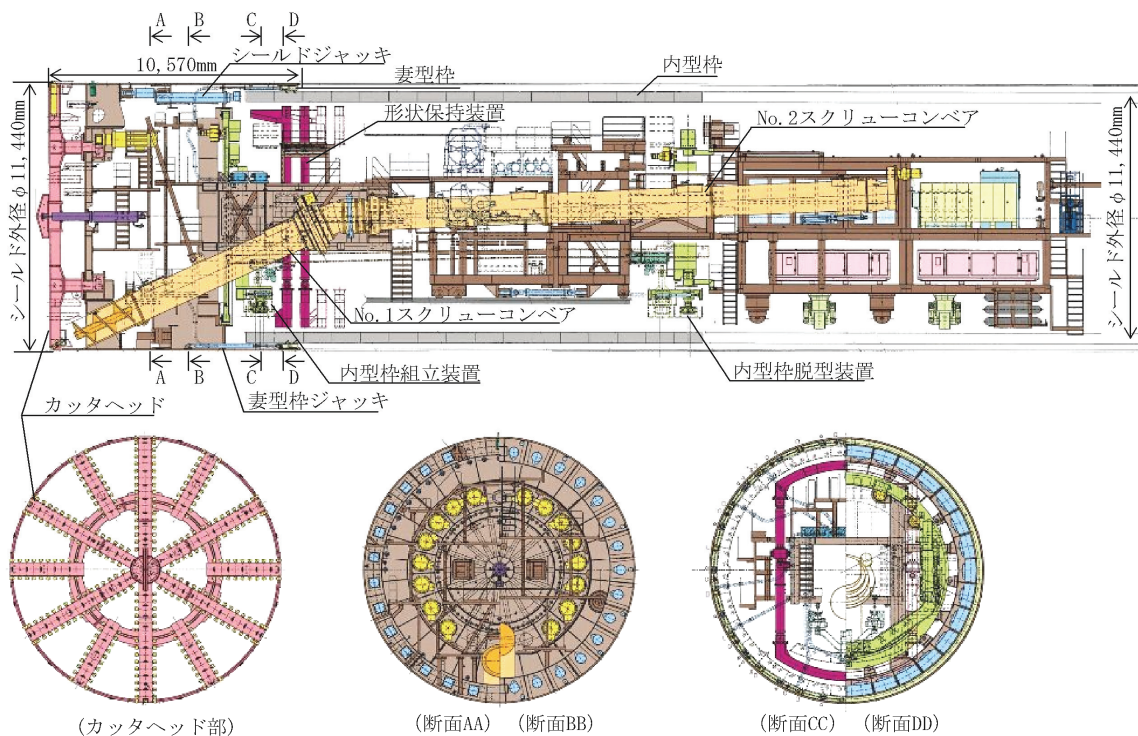


図-3.6 三本木原トンネル SENS 区間シールド

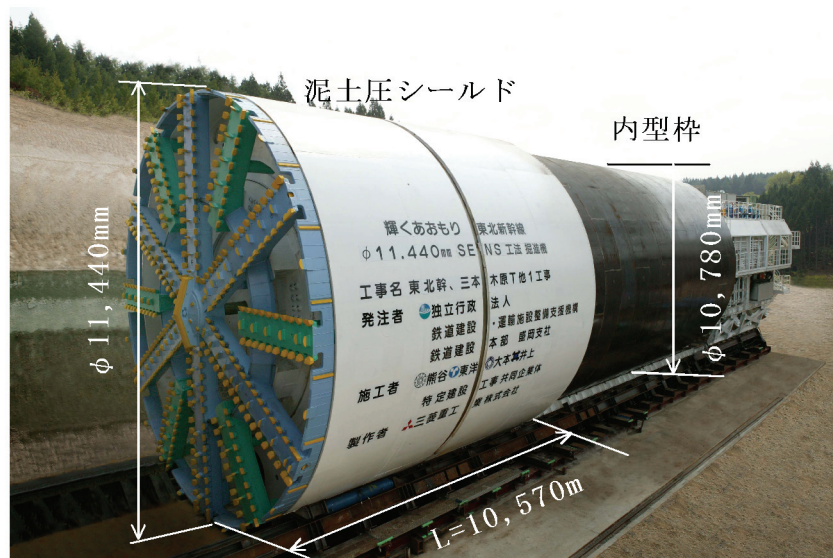


写真-3.1 三本木原トンネル SENS 区間シールド

②内型枠

内型枠は、シールドテール部で組み立てられ、場所打ちライニングコンクリート打設時にトンネル内空側の型枠としてコンクリート打設圧力を支保する。また、コンクリートが硬化してから脱型するまでは、ライニングと一体構造となり、土水圧等の荷重を受け持つとともに、ジャッキから受けるシールド推力を、内型枠との付着力によりライニングに荷重を伝達する。内型枠の構造を図-3.7 に示す。

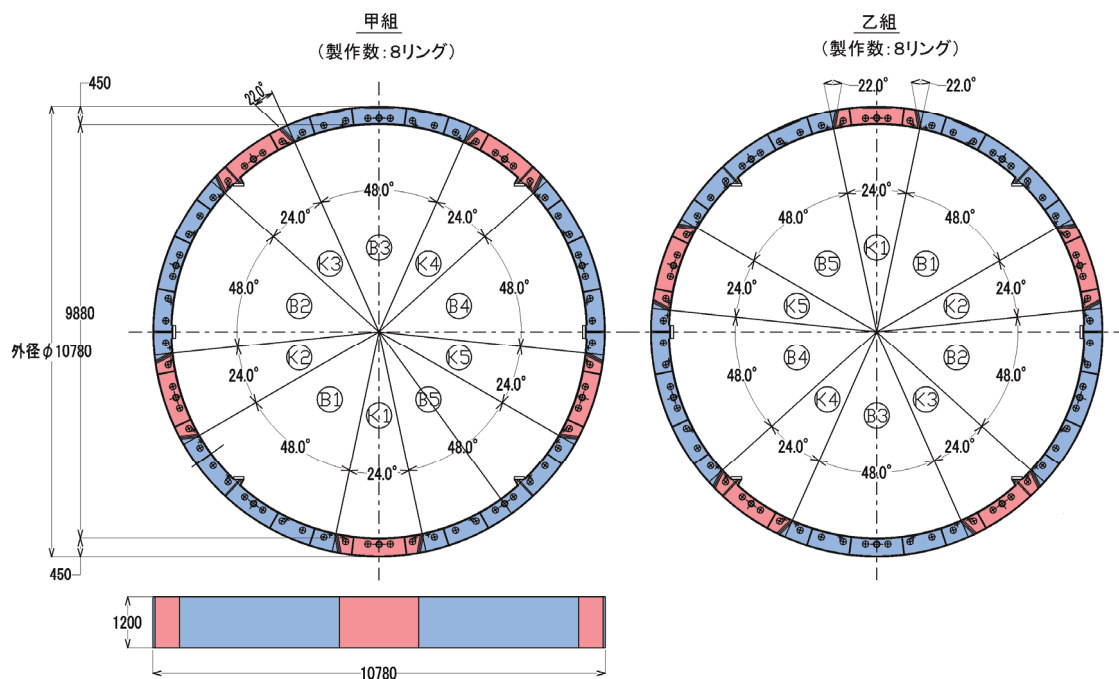


図-3.7 内型枠構造図

内型枠の特徴，施工時の使用方法は，以下の通りである．

- a) 内型枠は鋼製で，幅 1.2m，桁高 0.45m，16 リング装備され，そのうち甲組 8 リング，乙組 8 リングの千鳥組みとした．内型枠内を後続台車が走行するため，走行レールが内型枠に内蔵されている．
- b) 1 リングは B 型 5 ピース，K 型 5 ピースの合計 10 ピースで構成されている．K 型ピースは半径方向挿入型であり，K 型を 5 ピースとすることによって，どの位置からでも脱型できる構造とされた．また，接合はボルトで行われた．
- c) シールド推進反力は内型枠と場所打ちライニングの付着力から確保する．計算の結果，推進反力確保のために材齢 1 日以上のコンクリートが 7 リング分以上必要であり，1 日の最大進行リング数 8 リングと組立のため脱型している型枠 1 リングを合わせて合計 16 リングが装備された．
- d) 内型枠は内型枠脱型装置で脱型した後，ホイスで切羽へ運搬し，再度，図-3.6 に示す内型枠組立装置で組み立てることにより，繰り返し利用された．

③妻型枠

妻型枠は，図-3.8 のように，内型枠とシールドスキンプレートの間にあり，テール内にコンクリートが流出するのを防止する．また，妻型枠には 12 箇所のコンクリート打設孔が内蔵されている．妻型枠は妻型枠ジャッキでシールドに固定されており，打設圧力が大きくなると切羽側に，小さくなると坑口側に移動し，コンクリート打設圧力を調整できる機能を有している．

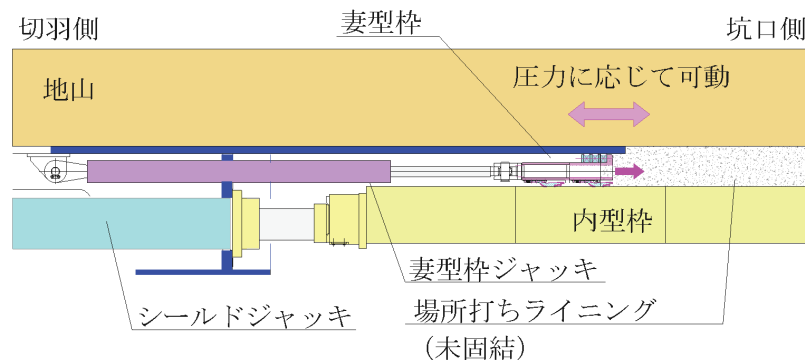


図-3.8 妻型枠詳細図

④後続施工設備

一次覆工の後続作業について説明する．SENS でのトンネル施工は，シールド通過直後に，一次インバートを打設して，資材搬入や掘削土搬出のための通路が確保され，その後，二次インバートが打設された．内型枠が脱型された後に，一次覆工は変位を計測し，変形が収束したことを確認した後に防水シート工，二次覆工が施工された．各工種の縦断面での施工位置は図-3.9，横断面での施工位置は，図-3.5 に示したとおりである．

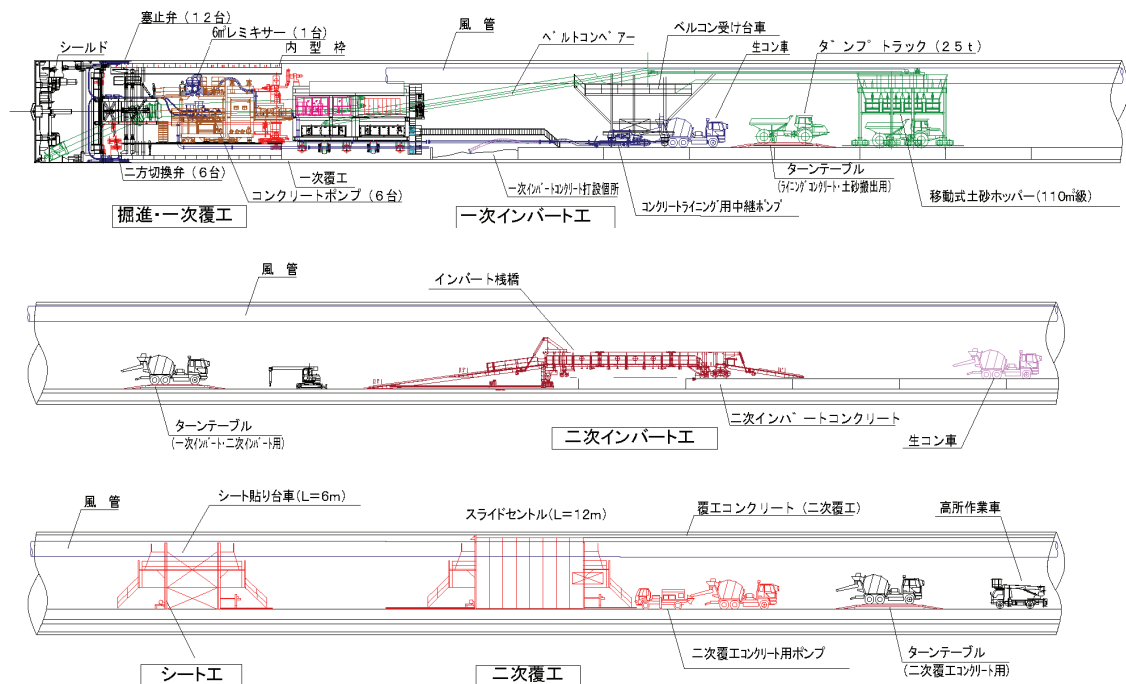


図-3.9 後続設備全体図

3.2.2 コンクリート打設方法

(1)コンクリート打設設備

場所打ちライニング工法におけるコンクリートの打設方法⁶⁾を、図-3.10を用いて説明する。コンクリートは工事作業基地内に設置したバッチャープラントで製造し、コンクリート供給ポンプでレミキサーまで圧送される。レミキサーは、後続台車内でのコンクリート貯留設備と、打設ポンプへの供給設備としての役割を有する。レミキサーから打設ポンプに供給されたコンクリートは、直径3インチの配管と妻型枠に内蔵された打設孔を通り、地山に打設された。打設ポンプは6台あり、2つの配管に打設経路を切り替える二方向切替弁が途中に設置され、最終的に12箇所の打設孔に接続された。これによりコンクリートは同時に6箇所から打設され、二方向切替弁を定期的に切り替えることにより、合計12箇所の打設孔から打設することが可能な機構とされた。

図-3.10のように、6台の打設ポンプの出口付近に圧力計（以下、ポンプ元圧計と呼ぶ）と流量計が、12箇所の打設孔の手前に圧力計（以下、配管圧力計と呼ぶ）が設置されている。また、妻型枠の地山側の表面にも4箇所に、圧力計（以下、妻型枠面圧計と呼ぶ）が設置されている。これらは、それぞれ各場所でのコンクリートの打設圧力と時間あたりの流量を計測するために装備されており、圧力計は荷重計タイプの壁面土圧計、流量計は電磁流量計が使用された。

地山内に打設されたコンクリートの圧力は、妻型枠面圧計で直接計測されているが、掘進を開始して数時間で、圧力計の表面にコンクリートが付着するために、計測値が変動し

なくなる。一方、配管圧力計は、図-3.11 に設置位置が示されているように打設孔端部から約 1.4m と近傍にあるため、実施工時に確認したところ、妻型枠面圧計が正常に計測している際の値とほぼ同じ値を示した。そこで、以下では、計測結果として示されるコンクリートの打設圧力は、この配管圧力計で測定した値を使用している。

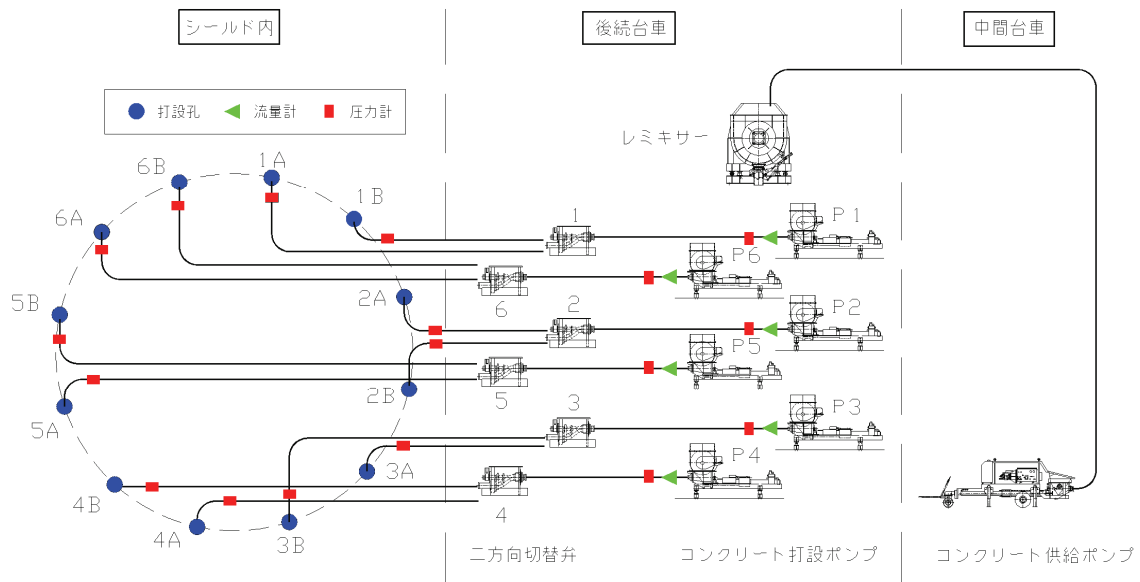


図-3.10 コンクリート打設設備全体図

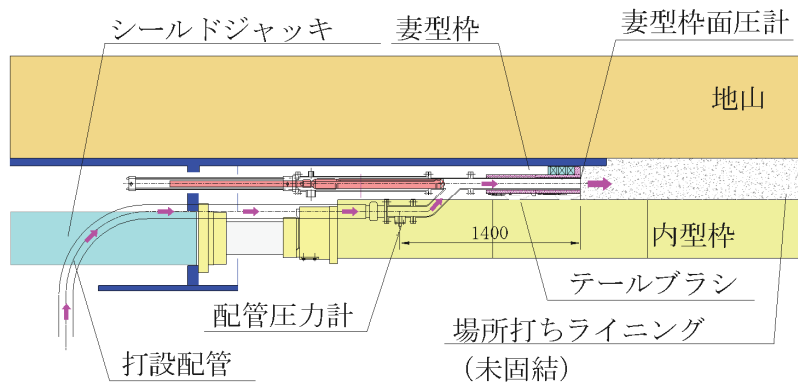


図-3.11 配管圧力計，妻型枠面圧計設置位置図

(2)コンクリート打設管理方法

施工時におけるコンクリートの打設圧力と打設率の算定は以下の方法で実施した。

①打設圧力

打設圧力は、妻型枠近傍に取り付けた 12 箇所の配管圧力計の値を平均し、SL 高さでの値に換算して使用した。掘進中のある時刻での計測値は瞬時打設圧力 p 、掘進完了後の打設圧力を平均した値を平均打設圧力 P と呼ぶこととする。

すなわち、1 リングの掘進において、打設圧力を n 回計測した場合、式(3.1)で平均打設圧力をあらわすこととする。また、以下で、単に打設圧力と呼んだ場合は、平均打設圧力を指すこととする。

$$P = \sum_{i=1}^n p_i / n \quad (3.1)$$

②打設率

打設率は、コンクリートの設計打設量に対する実際の打設量の比を示しており、打設率を考える基準となる時間幅を 1 リングとし、時間打設率 r_c を式(3.2)、(3.3)で定義する。

$$r_c = V_c / (A_c \cdot J_s) \quad (3.2)$$

$$A_c = (R_o^2 - R_i^2) \cdot \pi \quad (3.3)$$

ここで、各記号について、以下で説明する。

V_c : ある時刻での過去 1 リングでのコンクリート実打設量

A_c : コンクリート打設箇所断面積 式(3.3)で計算される

J_s : ある時刻での過去 1 リング分のジャッキストローク

R_o : 場所打ちライニング外径 (三本木原トンネルでは 11.44m)

R_i : 場所打ちライニング内径 (三本木原トンネルでは 10.78m)

1 リング掘進終了時の式(3.2)の値、すなわち、1 リングの実掘進長で計算した設計打設量に対する、1 リング掘進終了時の実打設量の比を平均打設率 R_c と呼び、以下で単に打設率と呼んだ場合は、平均打設率を指すこととする。

図-3.12 に、切羽土圧とコンクリート設計圧力の関係を示す。このように、コンクリートの打設圧力が切羽土圧に比べて極端に大きいと切羽にコンクリートが回り込み、逆に切羽土圧が打設圧力に比べて極端に大きいと泥土が場所打ちライニングに回りこむ。三本木原トンネルでは、SENS による掘進を開始した直後は、明確な打設管理方法を確立できていなかったが、打設圧力と切羽土圧のバランスを考慮し、最終的に、以下の方針にしたがってコンクリートの打設管理が実施された。

- a) 打設管理は、コンクリート打設圧力をメインの管理項目とし、副次的に打設率を管理する。
- b) SL 高さでの瞬時打設圧力 p は、切羽土圧 p_m に比べて 0.2MPa 高い圧力となるように設定する。

- c) 掘進中からコンクリート打設量を管理し、最終的に平均打設率が 100%を下回らないようにする。

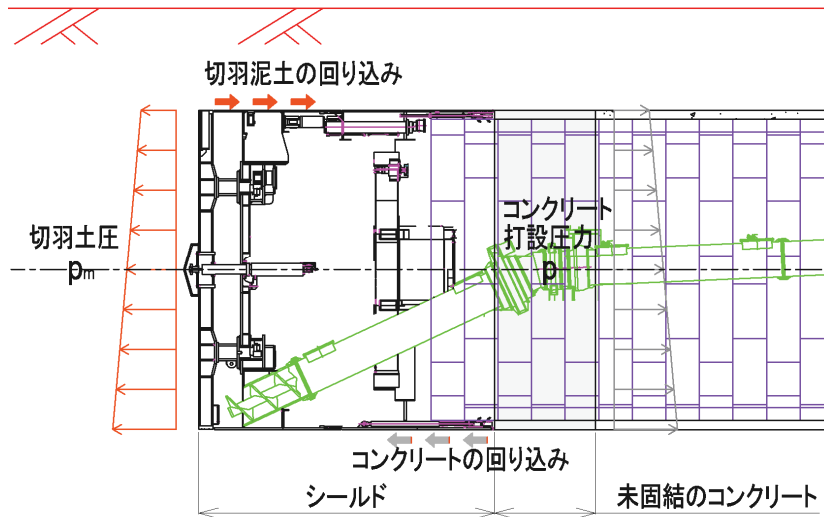


図-3.12 コンクリート打設圧力の設定方法

3.2.3 コンクリートの性状

(1)コンクリートの要求性能と配合

場所打ちライニングに使用するコンクリートは、施工方法の特徴から表-3.3 に示す性能が要求された。これらの要求性能を満足するため、特殊増粘剤を用いたコンクリートが使用された。特殊増粘剤は、コンクリートに水中不分離性や材料分離抵抗性を具備させるために使用しており、A 剤と B 剤の 2 液から構成される。この材料による増粘性発現メカニズムは、A 剤と B 剤が水中で静電的に配向することにより、擬似ポリマーを形成するもので、粒子に吸着せず水の粘弾性を制御するため、スラリーの粘性、流動性および粘弾性等のレオロジー特性を自由に制御することが可能となる。

表-3.3 コンクリートの要求性能

	品質項目	要求性能	試験方法と許容値
1	高流動性	締固めなしで覆工厚さ0.33mの型枠内に確実に充填可能であること	スランプフロー試験※ ¹ (練り上がり直後) 60cm±5cm
2	フレッシュ保持性	打設が完了すると考えられる練り上がり4時間まで性状を保つこと	スランプフロー試験※ ¹ (4時間後) 練り上がり直後の80%以上
3	早強性	所定の推進反力を内型枠とライニングの付着力から得るために必要な強度を発現すること	1日圧縮強度 15N/mm ²
4	ポンプ圧送性	施工条件(ポンプ、配管径、配管延長)で、必要な打設量の圧送が可能なこと	3インチ配管で30mの距離を5m ³ /hourを打設可能であること
5	材料分離抵抗性	ポンプ圧送および充填後に材料分離をおこさないこと	ポンプ圧送後に要求性能を満足すること
6	水中不分離性	地下水の作用する環境下で打設してもセメント分の散逸が抑えられ、必要な強度が確実に発現すること	水中不分離性試験※ ² pH 値 ≤ 12

※1 「土木学会基準 コンクリートのスランプフロー試験方法(案)⁷⁾」の方法に則って試験し、10 分後のフロー値を使用する。

※2 「土木学会基準 コンクリート用水中不分離性混和剤品質規格(案)⁸⁾」の方法に則って試験し、pH 値を確認する。



写真-3.2 スランプフロー試験状況



写真-3.3 水中不分離試験状況

表-3.4 コンクリートの使用材料と基本配合

●使用材料

区分	名称	材料仕様
セメント	早強セメント	密度3.14
細骨材	川砂(現地産)	密度2.63
粗骨材	13mm豆砂利(現地産)	密度2.56
添加剤	特殊増粘剤A剤	無色液体, PH8~10, 密度1.065~1.105
	特殊増粘剤B剤	無色液体, PH8~10, 密度0.950~0.990
	特殊分散剤	カルボキシル基含有ポリエーテル系

●配合

W/C %	S/a %	単位量(kg/m ³)				特殊増粘剤 W×%		特殊 分散剤 C×%
		W	C	S	G	A	B	
35	38	190	543	597	948	4.0	4.0	3.2

(2)コンクリートの強度発現特性

場所打ちライニング工法では、特にコンクリート練り上がり直後の強度や弾性係数の発現状況が施工結果に大きく影響を与える。このため、コンクリートの若材齢からの圧縮強度と静弾性係数の変化を室内試験で確認した。

試験で使用した供試体は、三本木原トンネルで使用したコンクリートを使用し、外径100mm、高さ200mmの円筒とし、標準条件（養生温度20℃、湿潤状態）で養生した。圧縮強度試験では、コンプレッソメータを使用して圧縮強度とともに、静弾性係数とポアソン比を測定しており、初期材齢での物性値を確認するために、表-3.5のように、9時間後から試験を実施したが、強度が十分でなく測定できなかった。測定された結果を図-3.13～15に示す。

この結果、以下の事項が確認された。

- 圧縮強度試験を行うために必要な強度を発現するには、15時間以上の材齢が必要となる。同様に弾性定数、ポアソン比を測定するためには18時間以上の材齢が必要であった。
- 圧縮強度は材齢1日で15N/mm²以上であり、材齢28日で70N/mm²を超えていた。
- 静弾性係数は、材齢2日までの間に急激に増加し、材齢7日で30GPaを超え、ほぼ一定となった。
- ポアソン比は、材齢2日までの間に急激に増加し、材齢2日で0.2程度となり、ほぼ一定となった。

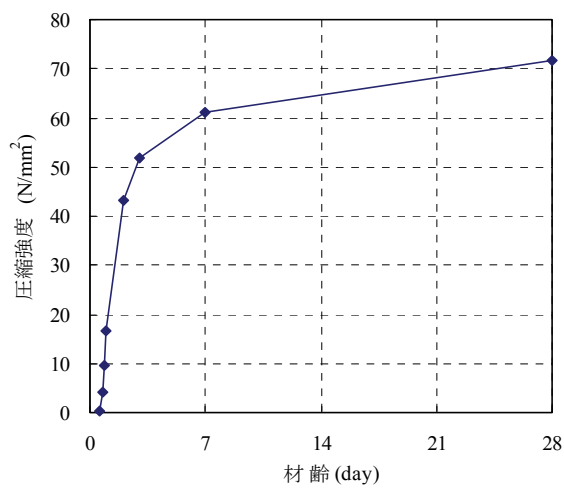


図-3.13 コンクリート圧縮強度

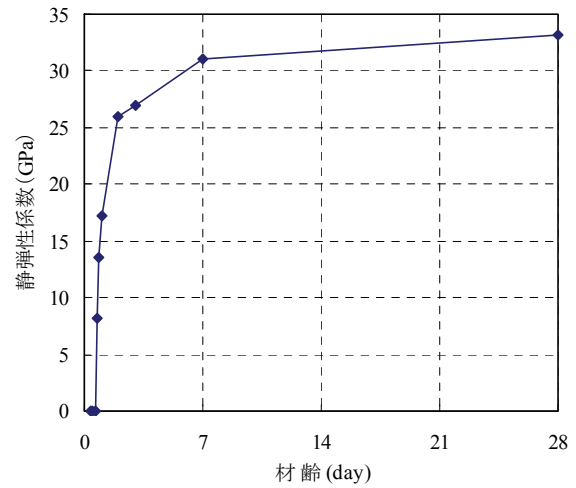


図-3.14 コンクリート静弾性係数

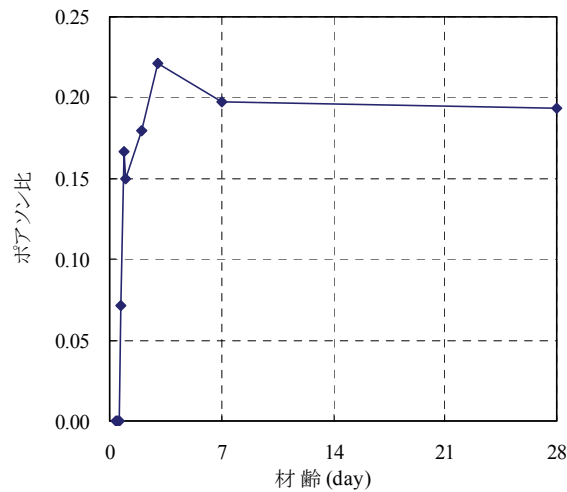


図-3.15 コンクリートポアソン比

表-3.5 コンクリートの物性値試験結果

材 齢	圧縮強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (GPa)	ポアソン比
9hour	-	-	-
12hour	-	-	-
15hour	0.4	-	-
18hour	4.2	8.2	0.07
21hour	9.6	13.5	0.17
1day	16.8	17.2	0.15
2day	43.3	25.9	0.18
3day	52.0	26.9	0.22
7day	61.1	31.1	0.20
28day	71.8	33.1	0.19

3.2.4 施工手順と施工サイクル

(1) 施工手順

場所打ちライニングの施工手順を、図-3.16 を用いて説明する。図は n リング目の掘進と内型枠の組立の状況を説明したものである。1 リングの掘進長は内型枠の幅である 1.2m である。

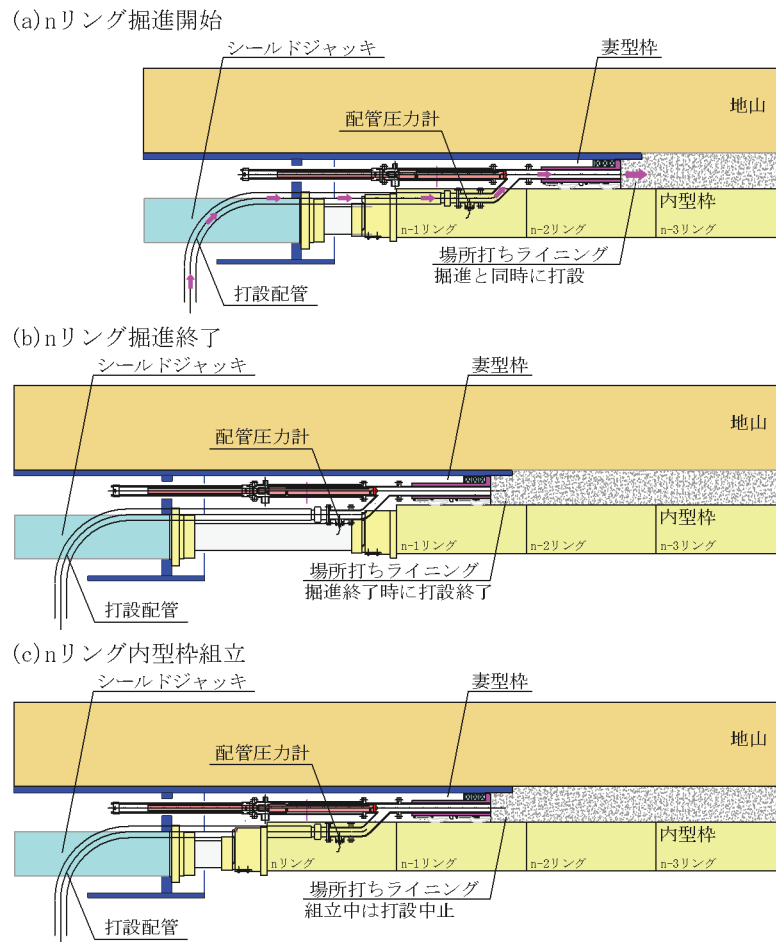


図-3.16 1 リングの施工サイクル

(a) n リング目掘進開始

n リング目の掘進開始と同時にコンクリートの打設を開始する。コンクリートの打設量は、シールドの掘進速度に合わせて増減し、配管圧力計の値を監視して設定した圧力となるように打設ポンプの打設速度を微調整する。

(b) n リング目掘進終了

n リング目の掘進が終了すると、コンクリートの打設も終了する。この時、コンクリートの打設率が 100% になるように、掘進途中から常に注意して打設量を調整する。

(c) n リング目内型枠組立

掘進完了後、シールドジャッキを引いて内型枠を下側から順番に組み立てる。組立と同

時に坑口側の内型枠を脱型し、次リング組立の準備をする。組立中にコンクリート圧力の大きな低下が見られた場合や組立に時間を要し配管内のコンクリートの固結が心配される場合は、少量のコンクリートを打設する。

1 リングの掘進は概ね 1.5 時間で、内型枠の組立は 1.0 時間であり、1 リングの施工全体では、2.5 時間を要した。

(2)施工サイクル

全体の施工サイクルを図-3.17 に示す。図のように、掘進は、最大でも連続 15 リングで一時的に停止し、図-3.18 に示す塞止弁を塞止弁ジャッキによって押し出し、コンクリート配管を閉塞した後に、配管を解体して清掃を行った。このように、一時的な掘進の停止状態を挟まずに連続的に掘進を続けることを、ここでは、連続掘進と呼ぶこととする。

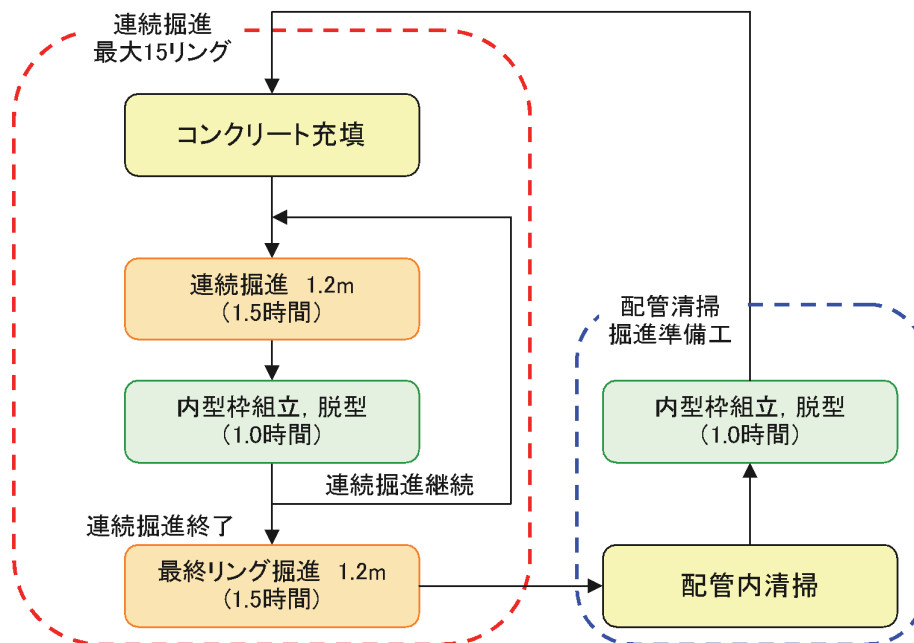


図-3.17 連続掘進の施工サイクル

連続掘進を停止した間に、打設設備の整備、内型枠の脱型組立、一次インバートの打設、後続台車のレールの延長などのメンテナンス作業や掘進準備作業を実施した。これは、長時間の掘進を行うと、ポンプやレミキサー、二方向切替弁内の隅にコンクリートが固まって徐々に肥大化し、清掃の必要が生じること、一次インバートを打設し、レールを延長しなければ、掘進ができなかったことが理由である。

一度掘進を停止すると、以下の理由のために、打設したコンクリートが固結しある程度の強度が発現するのを待つ必要があった。

a) コンクリートが凝結する前に塞止弁を引くとコンクリートが逆流し、土砂や地下水の

流入を招く危険があった。

- b) 連続掘進開始前に、コンクリートを充填するため、妻型枠を引いて空洞を作る必要があり、コンクリート端部の妻面が自立する必要があった。
- c) シールドテール部に付着したコンクリートが発進時に強度不足のためクラックが発生することが懸念された。

このような理由により、連続掘進は打継面がある程度の強度を持った後で開始しており、場所打ちライニングには概ね 10～15 リングに 1 箇所、リング横断面に輪切りにする打継目が発生している。

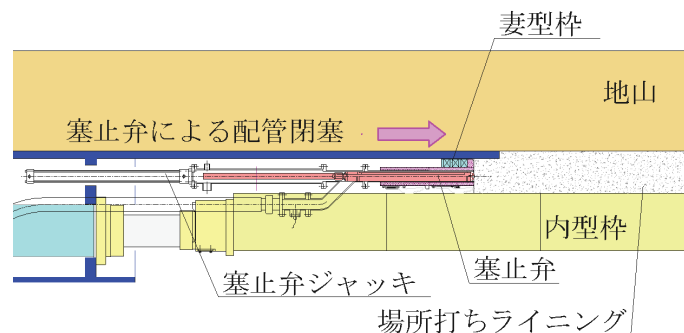


図-3.18 塞止弁によるコンクリート配管閉塞状況

3.3 地盤変位と施工データ

場所打ちライニング工法の施工によって、土被りの小さな場所ではシールドテール通過時に地盤の隆起が観測された。周辺地盤に発生した変状と施工との関係を明らかにするために、まず、周辺地盤に大きな作用をあたえるコンクリート打設管理に関するデータをまとめる。次に、シールド通過時の地盤変位量を実測した結果を示し、その特徴を考察する。さらに、地盤変位量とコンクリートの打設圧力、打設率との関係を調べ、それぞれの相関性を明らかにする。

3.3.1 コンクリート打設管理の結果

コンクリートの打設管理の結果⁹⁾を示す。図-3.19は、各リングでの打設圧力と、シールド掘進時と停止時の切羽土圧の変化を示している。切羽土圧は、シールドバルクヘッドに取り付けた土水圧計で計測したデータをSL高さの値に換算し、掘進中と停止中のデータをそれぞれ時間平均したものである。横軸は距離程を示しており、掘進方向は左から右の方向である。さらに、右側縦軸により土被りも表した。

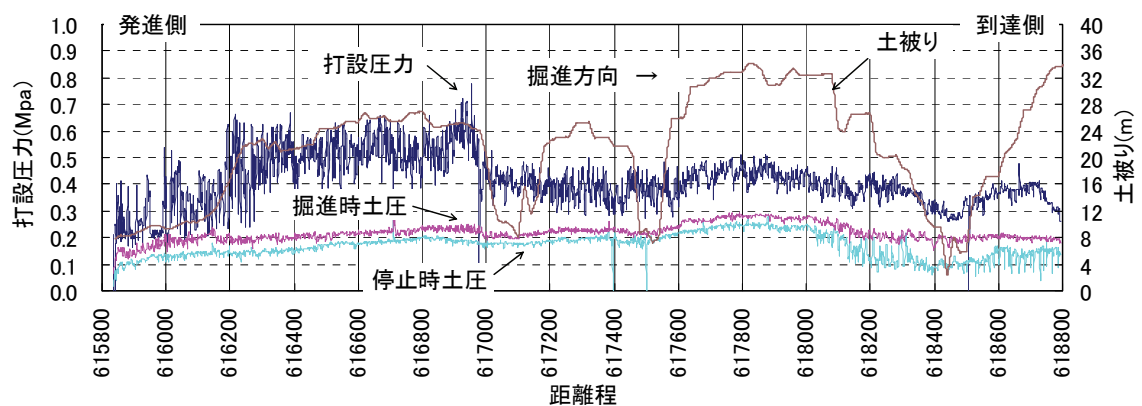


図-3.19 打設圧力、掘進時土圧、停止時土圧と土被りの変化

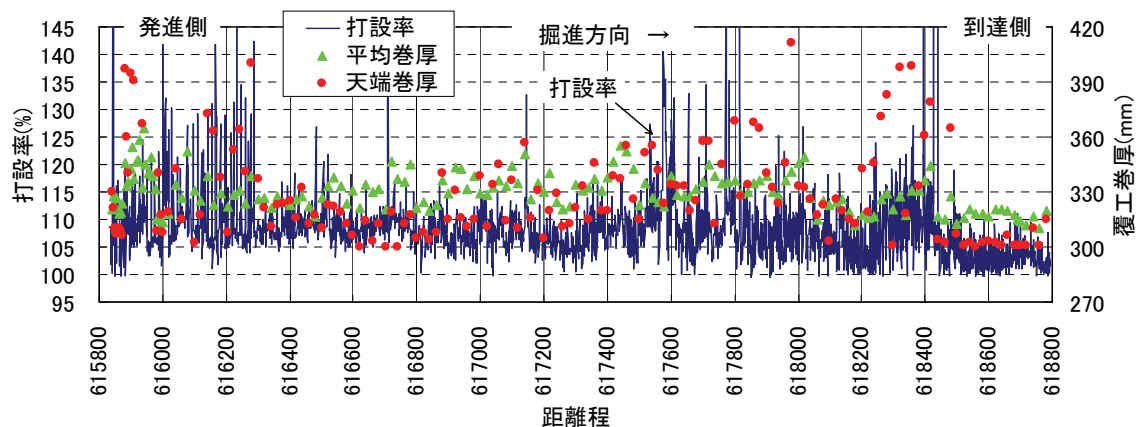


図-3.20 打設率と場所打ちライニング巻厚の関係

同様に、図-3.20 は距離程に対する打設率と場所打ちライニングの巻厚の変化を示している。場所打ちライニングの巻厚は、20m に 1 断面の割合で測定しており、超音波探査法を使用して非破壊で測定した。測定箇所は、1 断面あたり 8 箇所（45°ピッチ）で、図には、天端巻厚と 8 箇所の平均巻厚をプロットした。

コンクリート打設管理に関する結果から以下の事項が確認できる。

- コンクリート打設圧力は、掘進後半では概ね掘進時の切羽土圧に 0.2MPa を加えた値で管理することができている。
- 打設率が 100%程度の場合は、天端巻厚がそれ以外の箇所に比べて小さくなる傾向があった。これは、コンクリートによる浮力が内型枠に作用するためと考えられる。
- 打設率が極端に大きな箇所では、天端巻厚がそれ以外の箇所に比べて大きくなる傾向があった。これは、余分に打設されたコンクリートが、地盤が変形しやすい上側に集中的に打設されたためと推定される。

3.3.2 地表面地盤変位計測の結果

(1)切羽位置との関係

三本木原トンネルの施工では、道路と交差する地点や土被りが小さくなる沢部で施工時の地表面変位量を計測した。計測は、地表面のトンネルセンター通過位置で実施し、ここでは例として、高土被り部 2 箇所と低土被り部 2 箇所（第二沢部、第三沢部）での計測結果^{10),11)}を図-3.22～3.25 に示す。計測は 1 日 1 回の割合で実施したが、第三沢部では 1 リングの間に 3 回の割合で計測された。これは、第三沢部では、試験的に土被りが 6m 程度の箇所を、盛土せずに、地表面変位計測の頻度を増やして掘進したためである。

図-3.22～3.25 で横軸は、計測位置とシールド切羽との距離を、縦軸は地表面での地盤変位量を示している。横軸は切羽が計測位置を通過した時に 0 となり、通過して遠ざかるほど値が大きくなる。シールド長は 10.57m であり、横軸が 10.57m の時にテール部が通過する。各計測位置での平均の土被りとコンクリート打設圧力をグラフに示している。

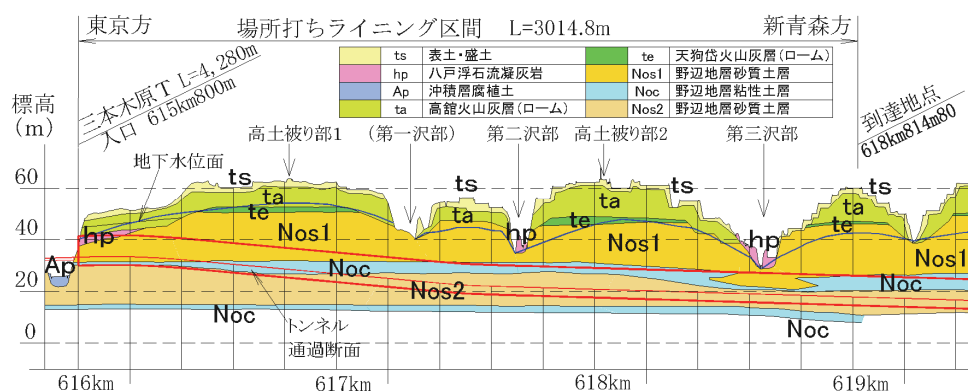


図-3.21 地表面変位測量の実施位置

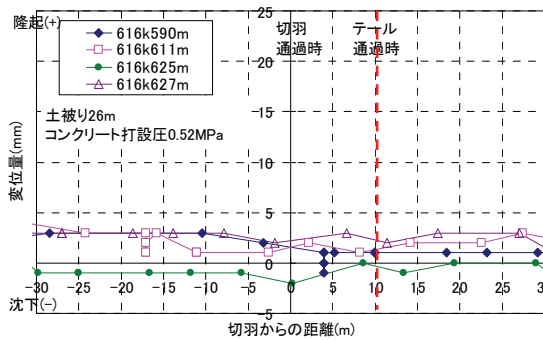


図-3.22 高土被り部1の計測結果

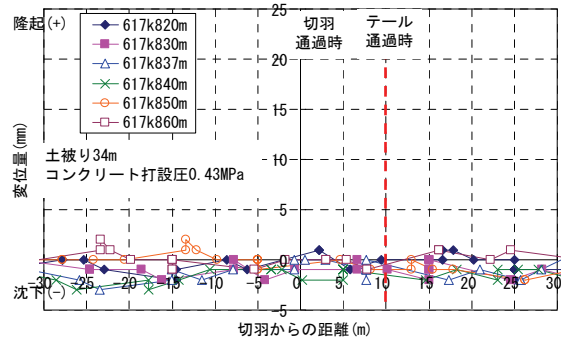


図-3.23 高土被り部2の計測結果

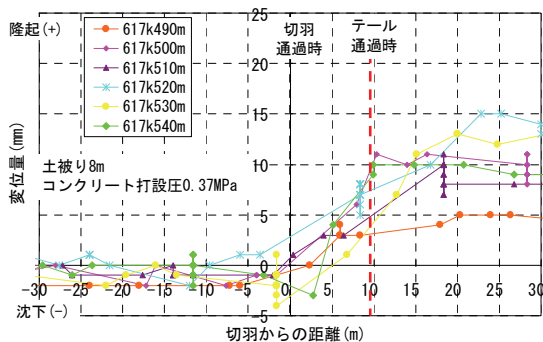


図-3.24 第二沢部の計測結果

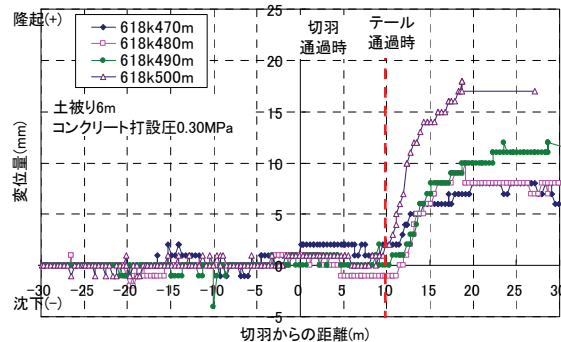


図-3.25 第三沢部の計測結果

図-3.22～3.25 から確認できる事項をまとめる。

- 高土被り部では、切羽やテールが通過しても地表面の地盤変位にほとんど変化が生じておらず、最終的な変位量は $\pm 3\text{mm}$ 以下である。
- 低土被り部では、切羽通過時に、若干の地盤変位が観測されたが、最大でも $\pm 3\text{mm}$ 程度であり極めて微小である。
- 低土被り部では、テール部が通過する際に地盤が隆起する現象が見られる。また、テールが通過した後も10mの区間（横軸の値が10～20mの間）で地盤の隆起が継続している。
- 低土被り部では、最大で20mm弱の隆起量が計測された。

以上のように、シールドの切羽通過時の影響は小さかったが、テール通過時の地盤の隆起量が大きく、さらに隆起がテール通過後も継続した。これは、一般的なシールド施工時の観測結果と異なる傾向を示している。一般的なシールド工法では、テール部で裏込め注入が行われ、ゲルタイムが数十秒程度の二液可塑性型の材料が注入される。これに対し、場所打ちライニング工法では、製造後9～10時間液体状の性質を示すコンクリートを打設するため、浮力の作用する範囲が大きくなると考えられる。以上の考察から、テール部でのコンクリート打設の影響が、地盤変位の主要な要因と推定される。

(2) 土被り，打設率，打設圧力，地盤変位量の関係

三本木原トンネルにおける，土被り h ，打設率 R_c ，打設圧力 P ，地盤変位量 δ_c の関係を調べる．調査した箇所と測定結果を表-3.6 にまとめる．表には，計測を行った点での距離程，位置を示し，土被りはトンネル径 D で，打設圧力は土被り圧（地盤の単位体積重量 γ と土被り h の積）で無次元化した値も示している．

ここで，表-3.6 に示した値は，以下の点に注意を要する．

- 地盤変位量 δ_c は，表で示した距離程の場所において，前節で説明したように地表面での変位量を連続して計測した値のうち，最大となったときの値とする．
- 測定した場所が n リング目に相当する場合，実際にコンクリートを打設するのは， $n+2$ リング目の掘進中である．このため，打設率と打設圧力は， $n+2$ リング目での値を使用した．

表-3.6 をもとに，それぞれ打設圧力と地盤変位量の関係を図-3.26 に，打設率と地盤変位量の関係を図-3.27 に，土被りと地盤変位量の関係を図-3.28 に示す．

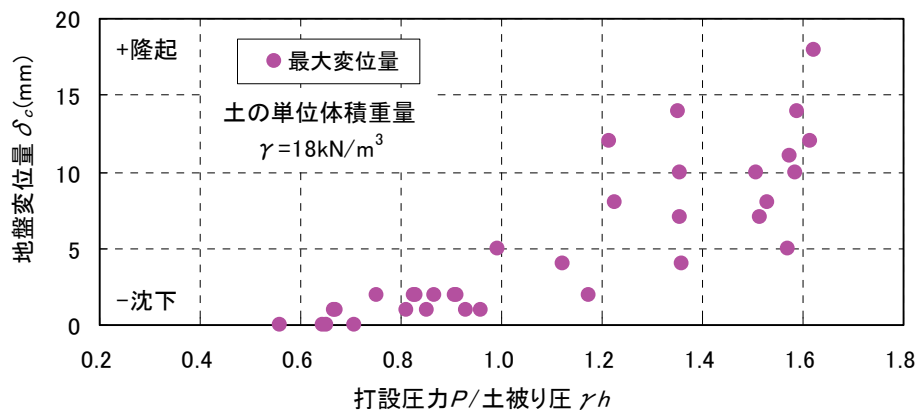


図-3.26 打設圧力と地盤変位量の関係

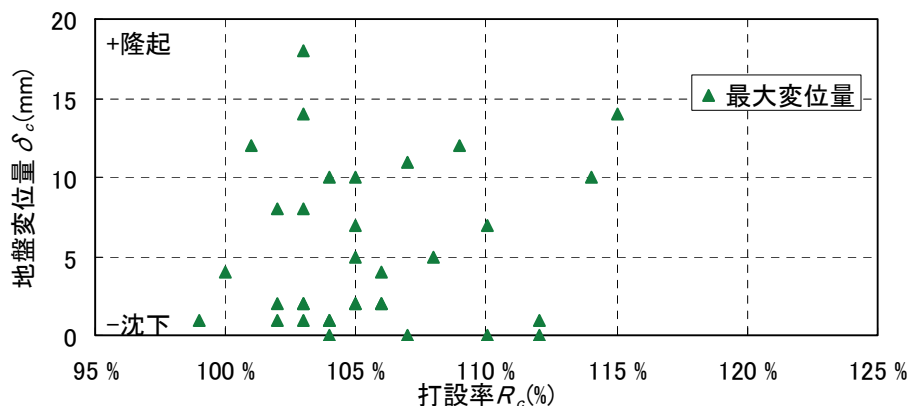


図-3.27 打設率と地盤変位量の関係

表-3.6 計測箇所と打設圧力、打設率、土被り

距離程	位置	型枠 番号 リング	土被り		打設率 R_c (%)	打設圧力		地盤 変位量 (mm)
			h (m)	h/D —		P (MPa)	$P/\gamma h$ —	
616k590m	高土被り部1	630	25.44	2.22	1.04	0.539	1.177	1
616k611m	高土被り部1	647	26.13	2.28	1.06	0.472	1.005	2
616k625m	高土被り部1	659	26.62	2.33	1.04	0.471	0.983	1
616k627m	高土被り部1	660	26.37	2.31	1.05	0.527	1.110	2
616k980m	第一沢部	954	24.11	2.11	1.03	0.458	1.056	1
617k000m	第一沢部	970	20.37	1.78	1.12	0.437	1.191	1
617k080m	第一沢部	1037	9.74	0.85	1.06	0.378	2.156	4
617k090m	第一沢部	1045	8.84	0.77	1.05	0.397	2.494	7
617k100m	第一沢部	1053	8.02	0.70	1.03	0.393	2.724	14
617k120m	第一沢部	1070	15.72	1.37	1.05	0.383	1.355	5
617k140m	第一沢部	1087	11.49	1.00	1.10	0.420	2.032	7
617k160m	第一沢部	1103	14.22	1.24	1.03	0.421	1.644	2
617k180m	第一沢部	1120	21.75	1.90	1.05	0.372	0.949	2
617k200m	第一沢部	1136	22.39	1.96	1.06	0.421	1.043	2
617k450m	第二沢部	1345	20.93	1.83	1.03	0.416	1.104	2
617k460m	第二沢部	1353	20.10	1.76	1.02	0.422	1.166	2
617k480m	第二沢部	1370	8.59	0.75	1.08	0.404	2.615	5
617k490m	第二沢部	1378	8.97	0.78	1.03	0.404	2.505	8
617k500m	第二沢部	1386	9.32	0.81	1.07	0.426	2.539	11
617k510m	第二沢部	1394	8.21	0.72	1.04	0.397	2.687	10
617k520m	第二沢部	1403	7.17	0.63	1.15	0.314	2.433	14
617k530m	第二沢部	1411	7.67	0.67	1.09	0.293	2.123	12
617k540m	第二沢部	1420	8.39	0.73	1.14	0.383	2.536	10
617k820m	高土被り部2	1652	34.16	2.99	1.04	0.463	0.754	0
617k830m	高土被り部2	1660	34.11	2.98	1.12	0.400	0.652	0
617k835m	高土被り部2	1665	34.02	2.97	1.07	0.506	0.826	0
617k840m	高土被り部2	1669	34.00	2.97	1.10	0.467	0.763	0
617k850m	高土被り部2	1677	33.65	2.94	1.02	0.474	0.783	1
617k860m	高土被り部2	1685	33.27	2.91	0.99	0.467	0.779	1
618k460m	第三沢部	2182	8.03	0.70	1.00	0.278	1.923	4
618k470m	第三沢部	2191	6.89	0.60	1.02	0.278	2.245	8
618k480m	第三沢部	2199	5.73	0.50	1.05	0.280	2.711	10
618k490m	第三沢部	2207	5.79	0.51	1.01	0.335	3.214	12
618k500m	第三沢部	2216	5.99	0.52	1.03	0.342	3.172	18

γ : 地盤の単位体積重量 ここでは, 18(kN/m³)を使用した.

D : トンネル外径 ここでは, 11.44m を使用した.

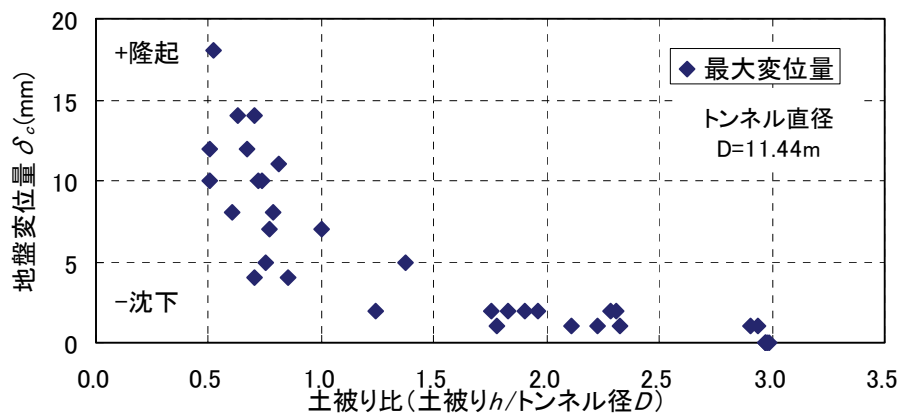


図-3.28 土被りと地盤変位量の関係

図-3.26～3.28 から、確認できる地盤変位量と打設圧力、打設率、土被りの関係について、以下にまとめる。

- 無次元化打設圧力（土被り圧で無次元化した打設圧力）が大きくなるほど地盤変位量は大きくなり、特に無次元化打設圧力が 1.0 以上となると地盤変位量も急激に大きくなる。
- 土被り比（トンネル径で土被りを無次元化した値）が大きくなると地盤変位量は小さくなる傾向があり、土被り比が 2.0 以上になると地盤変位量がほとんど見られない。また、土被り比が 1.0 以下になると地盤変位量が急激に大きくなる。
- 打設率と地盤変位量の関係には、一定の傾向が見られず、打設率が小さくても大きな地盤変位量が発生している箇所がある。

3.3.3 打設率のばらつきに関する検討

打設率と打設圧力の関係について、図-3.29 に示す。これによると、打設圧力と打設率についても明確な関係は見られない。土被りや打設圧力と地盤変位量には、明確な関係が見られているにも関わらず、打設率には関係が見られないことから、土被り、打設圧力、地盤変位量に比べて、打設率は、測定値のばらつきが大きいと考えられる。

上記のように、打設率のばらつきが大きい原因として以下の理由が考えられる。

- トンネル周辺地盤が打設圧力によって変形し、打設量が増加する。増加量は打設箇所の地盤強度によって異なる。
- 掘削中の地山の崩壊、当初からの空洞、打設圧力による内型枠の縮径など、設計で考慮されていなかった箇所にコンクリートが回りこむことによって、打設量が増加する。
- 連続掘進を行うため、打設したコンクリートが、まだ凝結していないリングに回り込むことにより、打設量にばらつきが生じる。（ n リング目に打設したコンクリートが、 $n-1$ 、 $n-2$ リング目に回り込む）

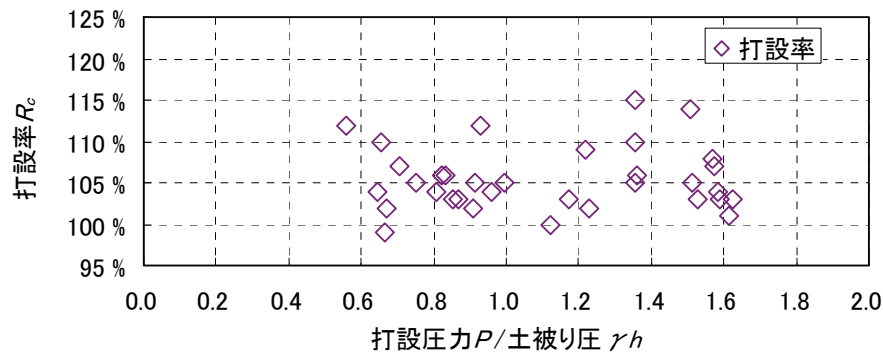


図-3.29 打設圧力と打設率の関係

上記の理由のうち、c)は、打設された各リングでの打設量は増減するものの、合計の打設量は変化しない。しかし、a)とb)は、設計上考慮されているコンクリート容積よりも実際に打設されるべき容積が大きくなることを示している。設計量から計算される打設率に加えて、打設されるべき容積を考慮した充填度 R'_c を定義する。

$$R'_c = V'_c / V'_c \quad (3.4)$$

ここで、 V'_c は、打設されるべき容積であり、 V'_c が設計打設量 ($A_c \cdot J_s$) に比べて大きくなっている場合には、打設率 R_c は実際の充填度合いを示す充填度 R'_c に比べて大きな値とり、100%を超える打設率でも、充填度は100%に満たない場合もあることを示している。

上記のb)のうち、内型枠の変形によってコンクリート打設量がどの程度増減しているかを確認するため、完成後の場所打ちライニングの内空断面を測定した結果から内空の断面積を確認した。

場所打ちライニングの完成後の内空断面の大きさはプロファイラーで測定された。プロファイラーは、レーザー式測距計を有した測定装置で、1°ピッチで測距計を回転させながら測距して内空寸法を測定することができ、図-3.30 に示すような計測結果が得られる。この測定結果を利用し、内空断面の実測断面積と設計断面積を比較することによって、変形量を計算できる。図-3.30 の右上部分に、測定結果が内空側に張り出している箇所があるが、これはレーザーが風管にあたって測定できなかったためである。ここでは、このような箇所を除いて内空断面の面積を計算している。

複数の断面における計測結果を利用して、コンクリート量がどの程度多く必要になったかを調べ、図-3.31 にまとめた。この結果、多くの測点で内型枠が内空側に变形しており、コンクリートが設計量以上に必要になっている。これらの結果を平均すると、実際に打設すべきコンクリート量は、設計量よりも約2%多くなるとの結果が得られた。

上記の結果から、設計量に比べて数パーセントの割合で打設するコンクリート量を多くする必要があったことが確認できた。

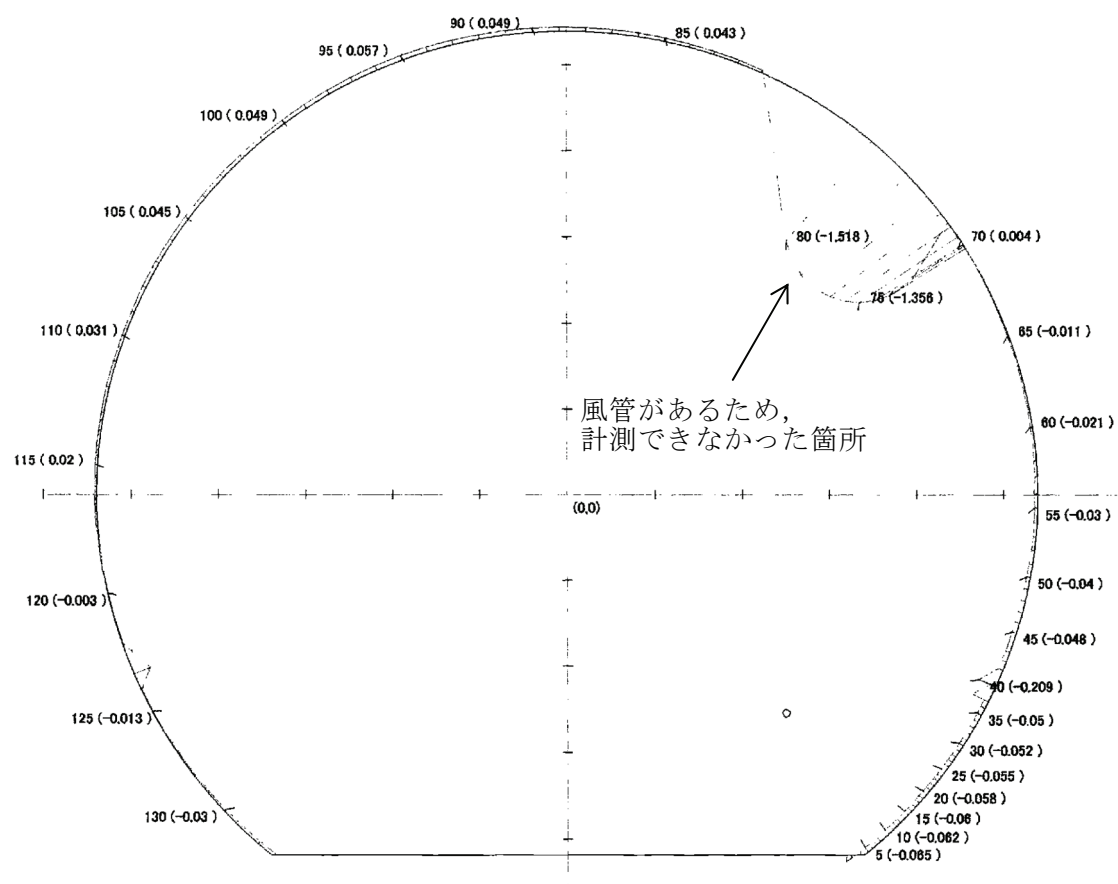


図-3.30 プロファイラーの測定結果例（616km300m）

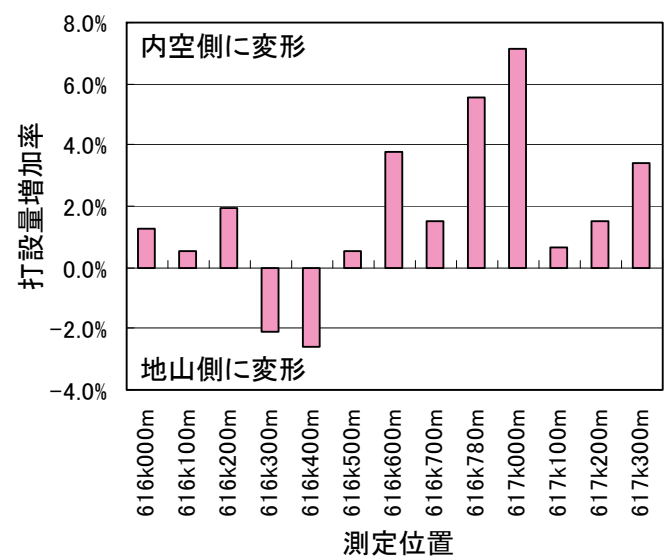


図-3.31 プロファイラーの測定結果による打設容積と設計量との比較

3.3.4 山岳工法と場所打ちライニング工法による地盤変位量の比較

三本木原トンネルでは、青森側と八戸側の2つの坑口からそれぞれ、山岳工法と場所打ちライニング工法の異なる工法で施工した。それぞれの工法で施工した箇所で発生した地表面での変位量を比較した結果を図-3.32に示す。図では、横軸に土被りを取り、縦軸に地表面沈下量を示した。地表面沈下量は正の値が隆起、負の値が沈下を示している。

これによると、山岳工法と場所打ちライニング工法はともに土被りが小さくなるほど地表面沈下量が大きくなっているが、山岳工法では地表面が沈下し、場所打ちライニング工法では隆起している。また、山岳工法では土被りが25m以下になると、場所打ちライニング工法では土被りが10m以下になると、変位量が大きくなっている。変位量は山岳工法では、土被りが15mのときに150mm以上の沈下が確認されているが、場所打ちライニング工法では土被りが6mのときに約20mmの沈下となっており、場所打ちライニング工法の方が地表面変位を小さく抑えることができていると言える。

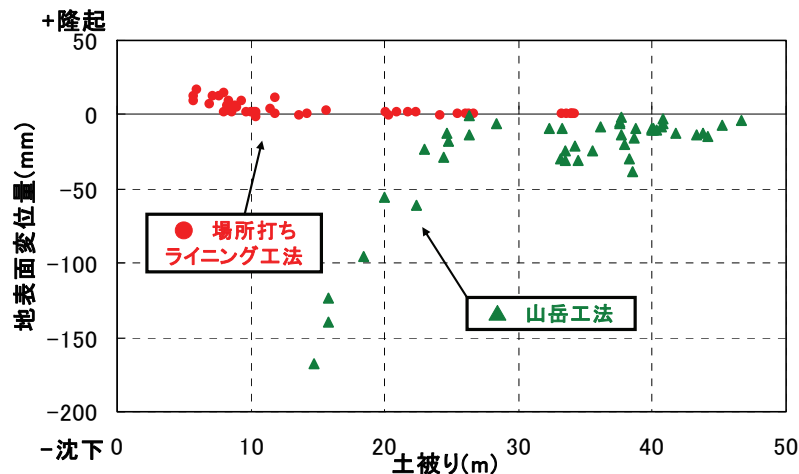


図-3.32 クラック発生パターン分類

3.4 場所打ちライニングにおけるクラック発生事例

3.4.1 クラックの発生状況

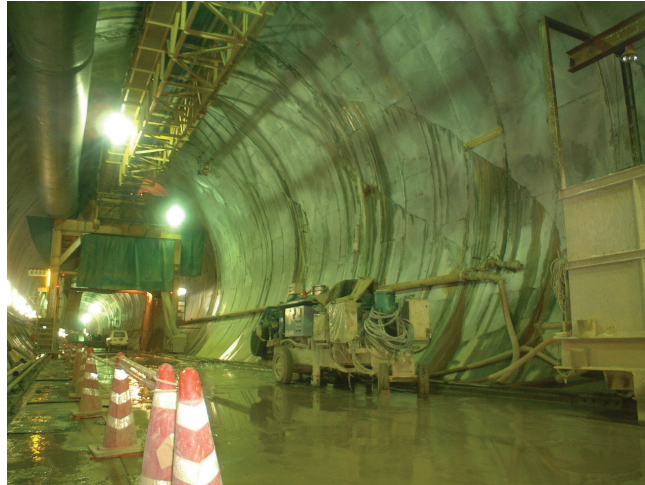


写真-3.4 場所打ちライニングにおけるクラック発生状況

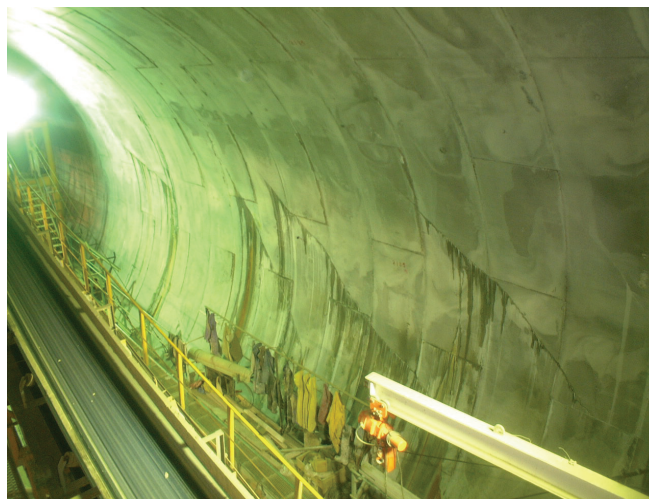


写真-3.5 場所打ちライニングにおけるクラック発生状況

場所打ちライニング工法では、掘進方向に直角な面でトンネルを輪切りにするクラック（以下、輪切りクラックと呼ぶ）が発生すると予想された。このクラックは、コンクリートの打継目などで乾燥収縮が原因で発生すると考えられ、施工の結果、輪切りクラックも確認された。しかし、これとは別に、**写真-3.4, 3.5**に示すようなクラックが確認され、輪切りクラックに比べて、特定の場所に集中した。これらのクラックは以下にまとめた特徴を有しており、施工時荷重によって発生したと考えられる。

- a) クラックはトンネルの進行方向に対し、一定の角度を有しており、その方向からいくつかのパターンに分類できる。

- b) あるパターンのクラックは、トンネル延長の特定の区間に、連続して発生する。
- c) クラックは脱型時にすでに存在しており、コンクリートの乾燥が要因とは考えにくい。
また、切羽付近は施工時荷重の影響が大きく、コンクリート強度が小さいため、施工時荷重がクラックの重要な要因と推定された。
- d) クラックはトンネル掘進方向に対して、左右対称の位置に発生した。
- e) 写真のように、クラックから漏水が生じている箇所があり、これらの箇所ではクラックが地山まで貫通した。コンクリートの内外面の温度差が原因の場合、高温となる内面までクラックが進展することがないため、内外面の温度差が原因とは考えにくい。

3.4.2 クラックの分類

三本木原トンネルでは、内型枠を脱型した際に、クラックのスケッチを実施している。これによると、前節に述べたような特徴を有する施工時荷重にともなうクラックが発生しており、これらはいくつかのパターンに分類できる。ここでは、図-3.33 に示した3つのパターンに大きく分類し、その特徴について説明する。

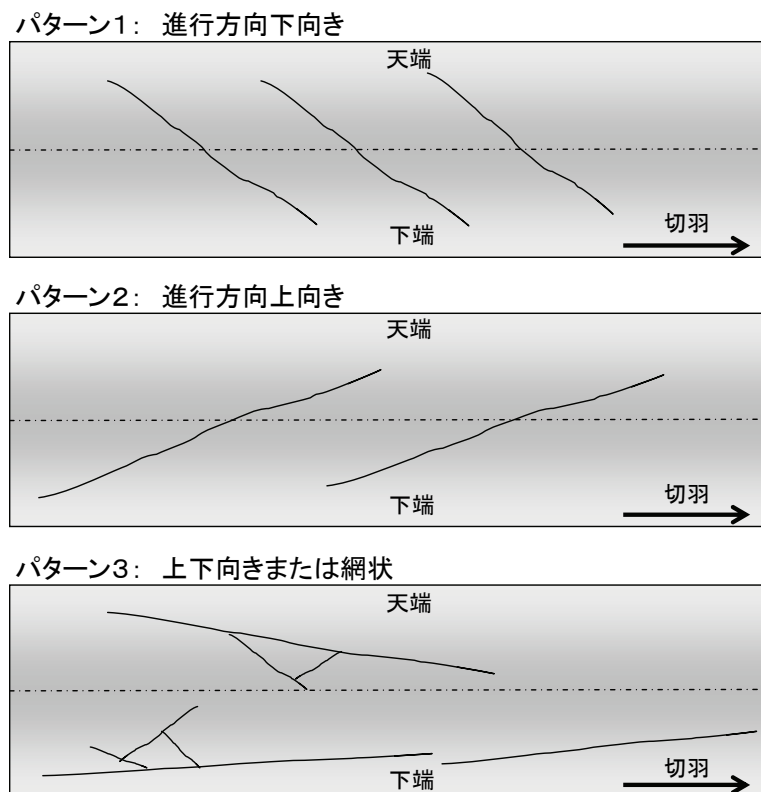


図-3.33 クラック発生パターンの分類

(1)パターン1：進行方向下向きのクラック

掘進方向に向かって斜め下向きに進行するクラックで、SLを横断するものも多いが、下半のみにとどまっているものも多い。また、湧水をともなうものが多い。クラックは左右ほぼ対称な位置に発生しているが、左右のクラックが連続することはない。1本のクラックは5～10リングの範囲で発生している。

(2)パターン2：進行方向上向きのクラック

進行方向に向かって斜め上向きに発生するクラックで、SLを横断するものもあるが、ほとんどが上半のみにとどまっている。

(3)パターン3：上下向きまたは網状のクラック

クラックが上半では下向き、下半では上向きとなっていることが多い。また、場所によってはクラックが網状に発生し、方向性が見られないこともある。

次に、これらのクラックが、トンネル延長のどの地点で発生しているかを図-3.34で説明する。図で、横軸はリング数であり、図にはトンネルの土被りを参考に示している。クラックの発生位置は、パターン1のクラックが発生した場所は赤色、パターン2は水色、パターン3は緑色で図の上側に帯で示している。

図から、確認できる事項を以下にまとめる。

- a) パターン1のクラックは土被りの小さな場所に多く発生し、パターン2のクラックは土被りの大きな場所に多く発生している。
- b) 土被りが小さい場所には、必ずパターン1のクラックが発生しているわけではなく、また、同様に、土被りが大きな場所には必ずパターン2のクラックが発生しているわけではない。このことから、クラックは複数の要因が同時に満足された場合に発生しているものと考えられる。

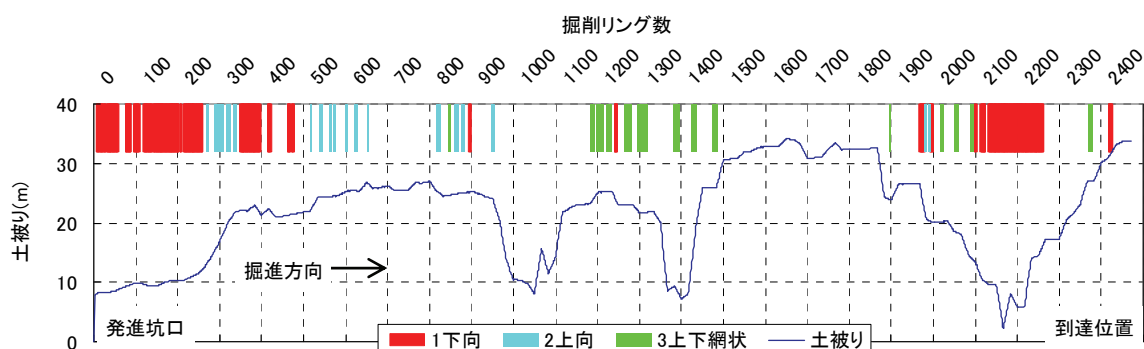


図-3.34 各パターンのクラックの発生位置

3.4.3 クラックからの漏水

三本木原トンネルにおける覆工からの漏水量を表-3.7に示す。湧水量は山岳工法で施工した区間とシールドを用いた場所打ち支保システム（SENS）で施工した区間の両方を延長1km、時間1分あたりの量を示している。

これによると、場所打ちライニング工法で施工した区間では、約 $0.5\text{m}^3/\text{分}/\text{km}$ の湧水が発生している。この湧水量は、前項で説明した掘進方向斜め向きのクラックだけでなく、輪切りクラックからの漏水などすべての湧水が含まれている。

また、反対側の坑口から施工した山岳工法区間では、約 $2.1\text{m}^3/\text{分}/\text{km}$ の湧水量があり、場所打ちライニング区間の約4倍となった。

一般に山岳トンネルでは、湧水が自然流下できるように、トンネルの坑口に向かって下り勾配になるように線形が選定されていることが多い。しかし、都市部のトンネルでは、一般に立坑を作り、地表面以深を掘削するため、漏水を自然排水できず、ポンプ排水している。都市トンネルでの漏水は、トンネルのランニングコストに影響するため、場所打ちライニング工法の適用箇所を都市部に広げるためには、漏水量を低減する工夫が求められると考えられる。

表-3.7 三本木原トンネルでの漏水量比較

	山岳工法区間	場所打ち ライニング区間
掘進延長 (m)	1,265	3,015
漏水量 ($\text{m}^3/\text{分}$)	2.7	1.5
単位延長当り漏水量 ($\text{m}^3/\text{分}/\text{km}$)	2.134	0.498

3.5 結論

本章では、場所打ちライニング工法の一例として計測データを使用する三本木原トンネルでの施工方法について説明した。

三本木原トンネルは、複雑な地層に阻まれ予定した進行を達成することが非常に困難な状況にあったため、施工開始当初から採用していた山岳工法での施工を中止し、新たにシールドを用いた場所打ち支保システム（SENS）を適用して施工を行った。SENSは、山岳工法における吹付けコンクリートに代えて、シールドテール部で打設した場所打ちライニングを一次覆工とし、一次覆工の安定を計測により確認した後で、防水シート工と二次覆工を施工し、排水型のトンネルを構築する工法であり、三本木原トンネルで始めて採用された。場所打ちライニングの施工においては、新たに開発したコンクリートを採用するとともに、施工設備に適した施工サイクルを確立することによって、山岳工法での施工実績の約2.5倍の月進量を確保し、平成18年11月に無事貫通した。

SENSの施工においては、施工にともなう地盤の変位と場所打ちライニングに発生したクラックに特徴的な現象が発生しており、コンクリート打設圧力をはじめとする施工管理方法がこれらの現象に影響を与えているものと考えられた。そこで、本章では、地盤変位とクラック発生に関する施工データをまとめた。

まず、地盤変位量、土被り、コンクリート打設圧力、打設率の計測データを紹介し、以下の事項が確認された。

- a) 三本木原トンネルの施工では、コンクリート打設圧力が掘進中の切羽土圧に0.2MPa加えた値となるように管理した。
- b) 打設率が100%程度の場合、内型枠に浮力が作用する影響で天端付近のコンクリート巻厚がほかの場所に比べて小さくなる傾向があったが、打設率が極端に大きくなると、過剰に打設されたコンクリートの多くが天端付近に集中し、天端巻厚が他の場所の巻厚に比べて非常に大きくなる傾向があった。
- c) 土被りが2D以上と十分にある個所では、ほとんど地表面の変位は確認されなかったが、土被りが1D以下の低土被り部では、シールドテール部が通過する際に地表面が隆起する現象が確認された。また、地盤変状はテール通過後、約10mにわたって継続する。
- d) 地盤変位量は土被りや打設圧力と強い相関を有している。
- e) 打設率は、地盤変位量や打設圧力と相関が見られず、他の指標に比べて計測値にばらつきが大きいと考えられる。
- f) 打設率のばらつきの原因は、打設した箇所の地山の変形、内型枠の変形、掘削時の地山の取り込み過多、他のリングへのコンクリートの回り込みなどが考えられる。
- g) 打設率のばらつきの要因のうち、多くがコンクリートを打設すべき容量を大きくする性質を有している。これらにより、打設すべき容量が設計量よりも大きくなった

場合、実際に打設するコンクリートは設計量よりも多くする必要があり、打設率を100%以上とする必要がある。

次に、場所打ちライニングに発生したクラックのパターンと分布についてまとめた。この結果、以下の事項が確認された。

- a) 場所打ちライニングに発生したクラックは、多様な要因が重複して作用することによって発生しているが、発生状況から、内型枠を脱型する前の若材齢時に施工時荷重を受けたことが主な発生原因であると推定される。
- b) クラックは、トンネルの左右に対称に発生しており、地山まで貫通し漏水をとまっているものもある。
- c) クラックは、トンネル進行方向に対するクラックの角度によって、進行方向に向かって、「斜め下向き」、「斜め上向き」、「上下方向または網状」の3種類のパターンに分けることができる。
- d) それぞれのパターンのクラックは特定の区間に連続して発生している。土被りによるクラックの分布を確認したが、土被りだけでクラックの発生の有無を説明することはできず、いくつかの要因が重複することによってクラックが発生しているものと考えられる。

場所打ちライニング工法が、周辺地盤や打設後の場所打ちライニングに与える影響について、実施工を通じて上記の事項が確認された。そこで、第4章では周辺地山への影響について、第5章と第6章では場所打ちライニングに発生したクラックについて、その原因を推定する。

参考文献

- 1) 佐々木幹夫, 佐原圭介, 井浦智実, 川嶋潤二: 場所打ち支保システムによる山岳密閉シールドー東北新幹線 三本木原トンネルー, トンネルと地下, 第36巻4号, pp.7-15, 2005.04
- 2) 磯谷篤実: 含水未固結地山トンネルにおける地下水低下工法と掘削ー東北新幹線 三本木原トンネルー, 日本鉄道施設境界誌, 第41巻第4号, pp.47-49, 2003.04
- 3) 土木学会: トンネル標準示方書(山岳編)・同解説【昭和52年版】, pp.156, 1977.1
- 4) 蓼沼慶三, 磯谷篤実, 須澤浩之, 芳賀宏, 野々村嘉映: 含水未固結地山トンネルにおける切羽安定方策, トンネル工学研究論文・報告集13巻, pp.201-206, 2003.11
- 5) 飯田廣臣, 磯谷篤実, 井浦智実, 川嶋潤二, 小西真治: シールドを用いた場所打ち支保システムの施工, トンネル工学研究報告集14巻, pp.195-202, 2004.11
- 6) 千代啓三, 川嶋潤二, 井浦智実: シールドを用いた場所打ち支保システムの開発と適用, 平成17年度建設施工と建設機械シンポジウム論文集, pp.141-146, 2005.11
- 7) 土木学会: コンクリートライブラリー第67号 水中不分離性コンクリート設計施工指針(案), p.72, 1991.5
- 8) 土木学会: コンクリートライブラリー第67号 水中不分離性コンクリート設計施工指針(案), p.59, 1991.5
- 9) 田村栄二郎, 井浦智実, 中島活哉, 阿部 寛, 千代啓三: シールドを用いた場所打ち支保システムによる新幹線トンネルの施工ーコンクリート打設管理ー, 第62回年次学術講演会講演概要 部門VI, 6-087 pp.173-174, 2007.09
- 10) 佐伯則幸, 石岡英敏, 中島活哉, 岩永茂治: 小土被り未固結地山を SENS で貫通ー東北新幹線 三本木原トンネルー, トンネルと地下, 第38巻10号, pp.7-13, 2007.10
- 11) 野々村政一, 石岡英敏, 大畑雅義, 島崎明彦, 大向陽一: シールドを用いた場所打ち支保システムによる新幹線トンネルの施工ー周辺地山への影響ー, 第62回年次学術講演会講演概要 部門VI, 6-086, pp.171-172, 2007.09

第4章

コンクリート打設にともなう 地盤変状に関する検討

第4章 コンクリート打設にともなう地盤変状に関する検討

4.1 はじめに

本章では、第3章で示した地盤変状に関する計測データと打設圧力や打設率などのデータから、地盤変状の発生要因を推定する。

まず、計測結果で確認できた特徴から、地盤の変状は、地盤が弾性的な挙動を示すモードと塑性的な挙動を示すモードに分けられるものと仮定して、地盤変状が発生する際の打設圧力、打設率、地盤変位量の挙動を推定する。さらに、上記のモードの分岐点となる沈下限界圧と隆起限界圧の考え方を導入し、それぞれのモードでの打設圧力や打設率と地盤変位量の関係をモデル化する。

最後に、本モデルを用いて計算した結果と実測した結果を比較し、本モデルの整合性を確認する。

4.2 地盤変状の発生要因の推定

場所打ちライニング工法では、施工の進展にともなって、図-4.1に示すように、シールドの掘進、硬化後のコンクリートの収縮、クリープ変形などが地盤変状の要因として作用すると考えられる。しかし、第3章で見たように、テール通過時に大きな地盤変位量が観測され、その影響が継続していることから、本研究では、凝結までの時間が長いコンクリートを打設する場所打ちライニング工法の特徴が地盤変状の主要な要因と推定し、その影響を分析する。

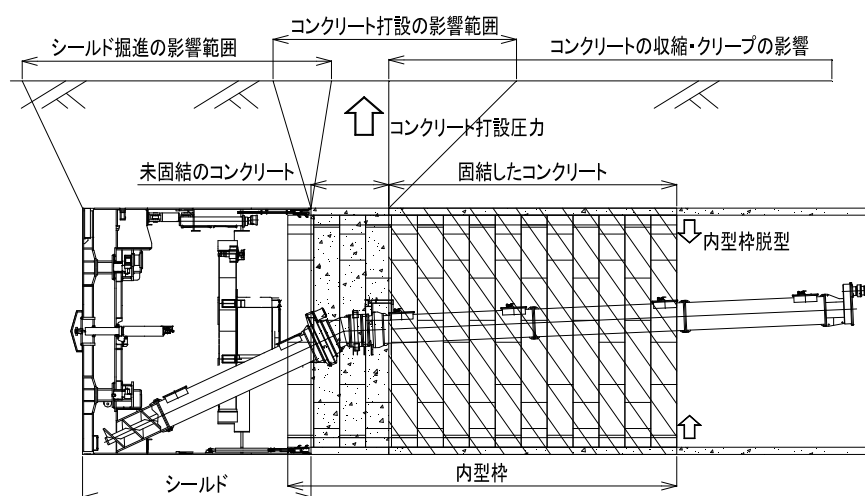


図-4.1 場所打ちライニング工法で地盤変状に影響をあたえる施工要因

ここで、地盤に発生した変状に関して、特徴的な傾向を再掲する。

- a) 地表面での地盤変位量は、土被りが小さな場所（1D 以下）では顕著になるが、土被りが大きな場所（2D 以上）ではほとんど発生しない。
- b) 地表面での地盤変位量は、打設圧力が大きくなると急激に大きくなるが、打設圧力が小さな場所ではほとんど発生しない。
- c) 地表面での地盤変位量は、打設率とは明確な関係が見られない。
- d) 地盤の変状は、シールドテール部が通過して 10m 程度継続する。

以上の傾向から、土被りや打設圧力がある境界値を越えると、急激に地盤変位量が大きくなると考えられる。そこで、地盤変位量が打設圧力に応じて決まり、変位量が小さな弾性挙動範囲と、地盤変位量が打設圧力に応じて決まらず、変位量が大きな塑性挙動範囲に分けられるものと仮定する。

弾性挙動範囲と塑性挙動範囲での打設圧力、打設率、地盤変位量の関係を以下のように推定する。以下で使用する沈下限界圧と隆起限界圧は、地盤の沈下量や隆起量が急激に増加する際の地盤中の土圧のことであり、弾性挙動範囲と塑性挙動範囲の境界を示す指標である。両者の計算式の導入は次節で行う。

①弾性挙動範囲

- a) トンネル天端での打設圧力が沈下限界圧以上かつ隆起限界圧以下である場合を弾性挙動範囲とする。
- b) 弾性挙動範囲では、1 リングあたりの打設量が多くなるほど、打設圧力は大きくなる。
- c) 弾性挙動範囲では、打設圧力が隆起限界圧に近づくほど、地盤変位量が大きくなる。

②塑性挙動範囲

- a) トンネル天端での打設圧力が沈下限界圧以下または隆起限界圧以上である場合を塑性挙動範囲とする。
- b) 塑性挙動範囲では、打設圧力は、沈下限界圧に達すると、打設量が減少しても沈下限界圧よりも小さくなることはない。同様に打設量が増加しても、打設圧力は隆起限界圧以上になることはない。
- c) 塑性挙動範囲では、打設量が多くなるほど、地盤の隆起量が大きくなり、打設量が小さくなるほど地盤の沈下量が大きくなる。

4.3 地盤の沈下限界圧，隆起限界圧

4.3.1 沈下限界圧と隆起限界圧の導入

地盤が弾性的に挙動せず，沈下または隆起が急激に進行する際の土圧を沈下限界圧，または隆起限界圧と定義する．これらの土圧は，Terzaghi の土圧理論をもとに以下の方法で計算できるものとした．

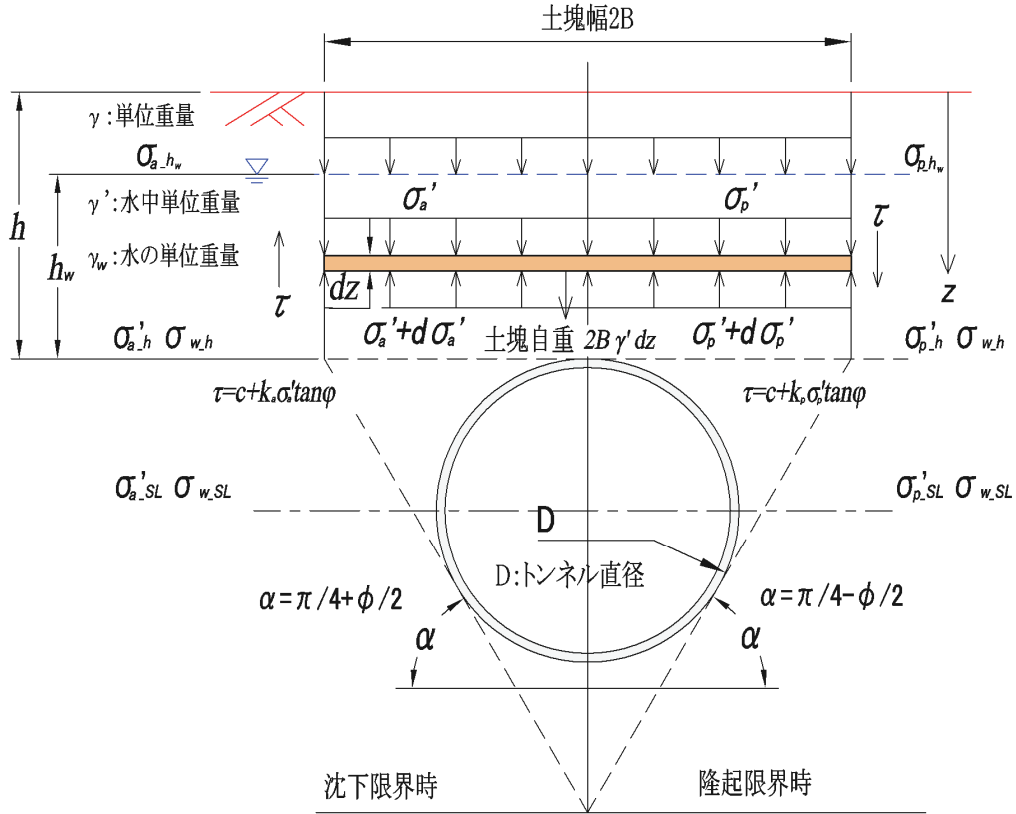


図-4.2 地盤の沈下・隆起限界圧の考え方

図-4.2 のようにトンネルの土被りを h ，地下水位をトンネル天端から h_w とする．Terzaghi の土圧理論を元に，図の左側で沈下限界圧を，右側で隆起限界圧を説明している．

沈下限界圧は，一般にいう緩み土圧に相当するものであり，土圧の算定にあたっては，幅 $2B$ ，微小厚さ dz の土塊に関する力の釣り合い，すなわち，土塊に作用する重力と上下の地盤から作用する土圧，土塊の側面に作用する鉛直上向きのせん断力の釣り合いを考える．

ここでは，トンネルが地下水位以下にある場合を想定して土圧と水压を分離し，地下水位以下での土圧成分について，式(4.1)が成り立つものと考えた．地下水位がある場合の土圧式の誘導方法はこれまでのセグメントの設計で検討された事例²⁾を参考とした．

$$2B_a \cdot \gamma' \cdot dz + \sigma'_v \cdot 2B_a = (\sigma'_v + d\sigma'_v) \cdot 2B_a + 2\tau \cdot dz \quad (4.1)$$

ここで、土塊側面のせん断力 τ として式(4.2)を、

$$\tau = c + k_a \cdot \sigma'_v \tan \phi \quad (4.2)$$

土塊の緩み幅 B_a として式(4.3)を考える。

$$B_a = \frac{D}{2} \cot \left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2} \right) \quad (4.3)$$

これらの式や図-4.2 で使用した記号を以下で説明する。

γ : 地盤の単位体積重量 (kN/m³)

γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)

γ' : 地盤の水中単位体積重量 (kN/m³) $\gamma' = \gamma - \gamma_w$

c : 地盤の粘着力 (kN/m²)

ϕ : 内部摩擦角 (deg)

k_a : 側方土圧係数

R : トンネル半径 (m)

式(4.1)を式(4.4)の境界条件の元で解くと、式(4.5)が導かれる。

$$z = h - h_w \text{ のとき, } \sigma'_v = \sigma'_{a_hw} \quad (4.4)$$

$$\sigma'_{a_h} = \frac{B_a(\gamma' - c/B_a)}{k_a \tan \phi} \cdot (1 - e^{-k_a \tan \phi \cdot h_w / B_a}) + \sigma'_{a_hw} \cdot e^{-k_a \tan \phi \cdot h_w / B_a} \quad (4.5)$$

ここで、 σ'_{a_hw} は、式(4.1)と同様の考え方で、地表面での上載荷重が 0 であると考えて計算すると、式(4.6)で表すことができる。

$$\sigma'_{a_hw} = \frac{B_a(\gamma - c/B_a)}{k_a \tan \phi} \cdot (1 - e^{-k_a \tan \phi (h - h_w) / B_a}) \quad (4.6)$$

したがって、 $z=h$ における沈下限界圧は式(4.7)で表される。

$$\begin{aligned} \sigma'_{a_h} &= \sigma'_{a_h} + \sigma_{w_h} \\ &= \frac{B_a(\gamma' - c/B_a)}{k_a \tan \phi} \cdot (1 - e^{-k_a \tan \phi \cdot h_w / B_a}) + \sigma'_{a_hw} \cdot e^{-k_a \tan \phi \cdot h_w / B_a} + \gamma_w \cdot h_w \end{aligned} \quad (4.7)$$

同様に、隆起限界圧について考える。隆起限界圧では、図-4.2 の右側のように、せん断力が鉛直下向きに作用しており、力の釣り合いから式(4.8)が導かれる。

$$2B_p \cdot \gamma' \cdot dz + \sigma'_v \cdot 2B_p + 2\tau \cdot dz = (\sigma'_v + d\sigma'_v) \cdot 2B_p \quad (4.8)$$

ここで、土塊側面のせん断力 τ として式(4.9)とする。

$$\tau = c + k_p \cdot \sigma'_v \tan \phi \quad (4.9)$$

また、土塊の緩み幅 B_p として式(4.10)を考える。隆起限界圧の場合、地盤が受働破壊する際の滑り角度を用いて計算する。

$$B_p = \frac{D}{2} \cot\left(\frac{\pi/4 - \phi/2}{2}\right) \quad (4.10)$$

式(4.8)を式(4.11)の境界条件の元で解くと、式(4.12)が導かれる。

$$z = h - h_w \text{ のとき, } \sigma'_v = \sigma_{p_hw} \quad (4.11)$$

$$\sigma'_{p_h} = \frac{B_p(\gamma' + c/B_p)}{k_p \tan \phi} \cdot (e^{k_p \tan \phi \cdot h_w / B_p} - 1) + \sigma_{p_hw} \cdot e^{k_p \tan \phi \cdot h_w / B_p} \quad (4.12)$$

ここで、 σ_{p_hw} は、式(4.6)と同様の考え方で、地表面での上載荷重が0であると考えて計算すると、式(4.13)で表すことができる。

$$\sigma_{p_hw} = \frac{B_p(\gamma' + c/B_p)}{k_p \tan \phi} \cdot (e^{k_p \tan \phi \cdot (h-h_w) / B_p} - 1) \quad (4.13)$$

したがって、 $z=h$ における隆起限界圧は式(4.14)で表される。

$$\begin{aligned} \sigma_{p_h} &= \sigma'_{p_h} + \sigma_{w_h} \\ &= \frac{B_p(\gamma' + c/B_p)}{k_p \tan \phi} \cdot (e^{k_p \tan \phi \cdot h_w / B_p} - 1) + \sigma_{p_hw} \cdot e^{k_p \tan \phi \cdot h_w / B_p} + \gamma_w \cdot h_w \end{aligned} \quad (4.14)$$

ここで、式(4.7)や式(4.14)の圧力はトンネル天端での値を示していることに注意が必要である。また、式の誘導において、土圧 σ_{u_v} に付したサフィックスは、前者 u が状態または要因を示し、 a は沈下限界圧、 p は隆起限界圧、 w は地下水压を意味している。一方、後者 v は場所を表しており、 h はトンネル天端、 h_w は地下水面を示している。

また、定数 k_a と k_p は、鉛直土圧と水平土圧の比で、ここでは、図-4.3 の田村らのアルミ棒を使用した降下床、上昇床の実験³⁾を参考に、 $k_a = 1.0$ 、 $k_p = 0.5$ とした。

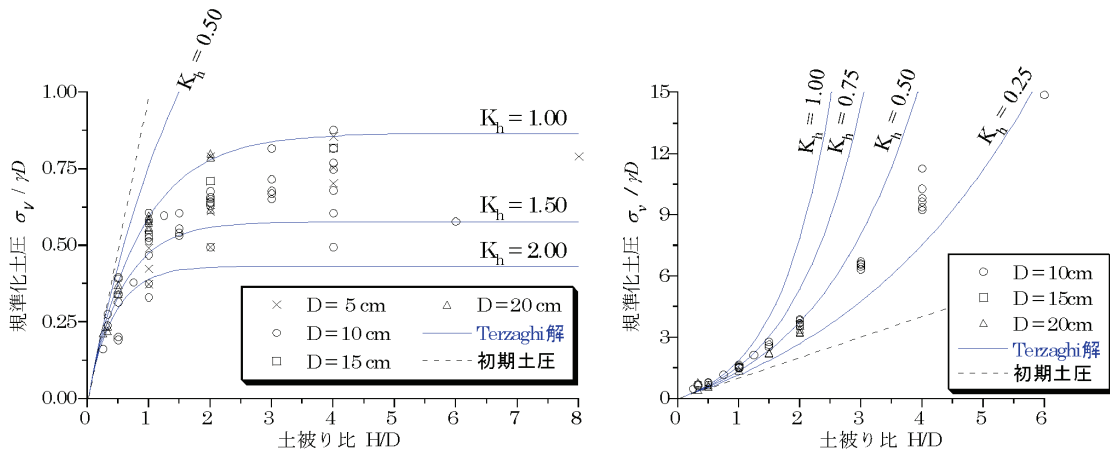


図-4.3 地盤の沈下・隆起限界圧の考え方 (文献³⁾より転載)

4.3.2 実測値との比較

沈下限界圧と隆起限界圧を式(4.7)と式(4.14)を使用して計算し、図-4.4のように実測値と比較する。表-4.1に、三本木原トンネルにおける一般部と沢部での代表的な地盤物性値をまとめた。沈下限界圧と隆起限界圧の計算には、表-4.1の一般部の物性値とトンネル半径を使用した。地下水位の条件は、図-4.2で示した地下水位高さ h_w と土被り h の比がそれぞれ0.0, 0.5, 1.0の場合を想定した。

沈下限界圧の計算結果は、単調増加であるが、土被りが大きくなると増加率が小さくなり、上に凸な形状となる。有効土圧にともなう沈下限界圧 $\sigma'_{a,h}$ に対して、地下水位 σ_w の値が大きいため、地下水位が高いほど沈下限界圧は大きくなっている。一方、隆起限界圧の計算結果も単調増加で、土被りが大きくなるにつれて増加率が大きくなっており、下に凸な形状となる。また、有効土圧にともなう隆起限界圧 $\sigma'_{p,h}$ に対して、地下水位 σ_w の値が小さいため、地下水位が高いほど隆起限界圧の値は小さくなっている。

図において、沈下限界圧と隆起限界圧の間が弾性挙動範囲であり、沈下限界圧以下、または、隆起限界圧以上が塑性挙動範囲となる。図では、 $h_w/h=1.0$ の場合に対して、その範囲を矢印で示している。地下水位と土被りの比 h_w/h 注目すると、図のように、 h_w/h が大きいほど弾性挙動範囲の領域幅が小さくなる。また、隆起限界圧は、沈下限界圧に比べて、地下水位と土被りの比 h_w/h の影響を受けにくいことが確認できる。

図には式(4.15)で計算される土被り圧 σ_o も赤線で示されている。

$$\sigma_o = \gamma \cdot h \quad (4.15)$$

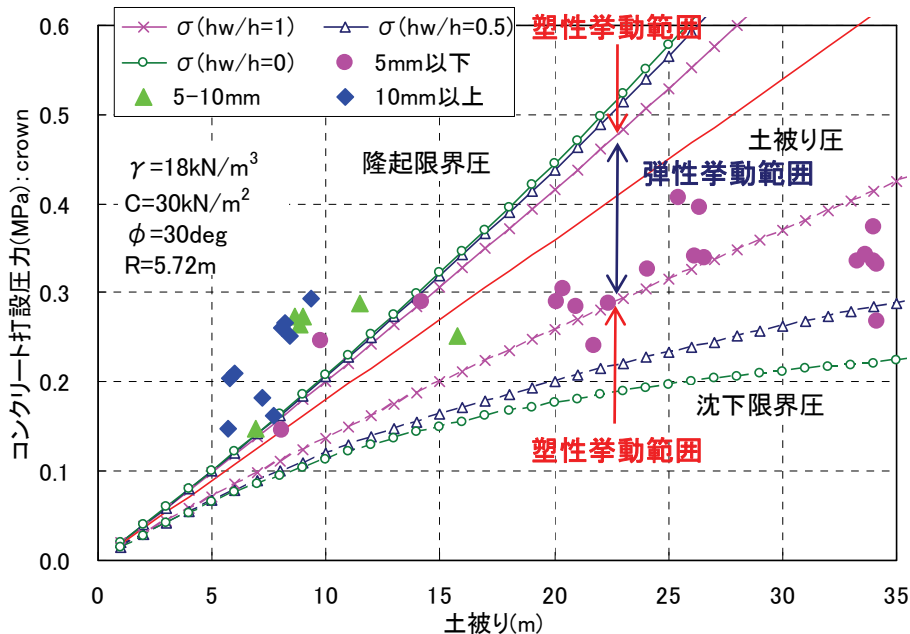


図-4.4 沈下、隆起限界圧と実測値の関係

表-4.1 三本木原トンネルでの代表的な地盤，施工条件

	一般部	沢部	
地盤の単位体積重量： γ	18.0	15.5	kN/m ³
水の単位体積重量： γ_w	10.0	10.0	kN/m ³
コンクリート比重： γ_c	23.0	23.0	kN/m ³
内部摩擦角： ϕ	30.0	15.0	deg
粘着力： c	30.0	70.0	kN/m ²
トンネル外径： D_o	11.4	11.4	m

図-4.4 には，三本木原トンネルでの土被りとコンクリート打設圧力の実測結果も示す．打設圧力は，コンクリートの比重を用いてトンネル天端位置に修正している．各プロットは最大隆起量が 10mm 以上は青，10～5mm は緑，5mm 未満はピンクに，それぞれの場合で色分けしている．この結果，5mm 以上の隆起量が観測された箇所は，ほとんどで隆起限界圧以上の値となっており，逆に隆起限界圧以下の値の箇所では，大きな隆起が確認されていない．

この結果を詳しく見るために，図-3.23 の高土被り部 2 と図-3.25 の第三沢部での打設圧力，隆起限界圧，最大変位量の関係を表-4.2 にまとめた．高土被り部 2 の隆起限界圧の計算には表-4.1 の一般部の値を，第三沢部の計算には沢部の値を使用した．打設圧力と計算された隆起限界圧の比を安全率とし，最大変位量と比較した．

これによると高土被り部では安全率が概ね 2 倍以上となっており，変位量も小さい．これに対し，第三沢部では安全率が 1 倍以下となっており変位量が大きい．また，安全率が小さくなるほど変位量が大きくなる傾向が見られる．

表-4.2 隆起限界圧／打設圧力と最大変位量の関係

	地盤条件	距離程	土被り	(a) 打設圧力	(b) 隆起限界圧	安全率 (b)/(a)	最大変位量
				crown MPa	crown MPa		
			m				mm
高土被り部 2	一般部	617k820m	34.2	0.33	0.75	2.26	1
		617k830m	34.1	0.27	0.75	2.79	0
		617k837m	34.0	0.37	0.75	1.99	0
		617k840m	34.0	0.34	0.75	2.23	1
		617k850m	33.7	0.34	0.74	2.15	2
		617k860m	33.3	0.34	0.73	2.17	2
第三沢部	沢部	618k470m	6.9	0.15	0.14	0.93	8
		618k480m	5.7	0.15	0.11	0.77	10
		618k490m	5.8	0.20	0.12	0.57	12
		618k500m	6.0	0.21	0.12	0.57	18

4.4 地盤変状モデルの推定

場所打ちライニングの施工にともなう地盤変状をモデル化する⁴⁾。以下では、4.2節で仮定した弾性挙動範囲と塑性挙動範囲で、施工管理値であるコンクリート打設圧力、打設率と地盤変位量との関係を計測結果などから仮定し、それぞれの関係式を誘導する。

4.4.1 弾性挙動範囲

(1) 打設圧力と地盤変位の関係

打設圧力の実測値を隆起限界圧で無次元化した値（打設圧力 P / 隆起限界圧 σ_p ）と地盤変位量の関係を図-4.5に示す。隆起限界圧の計算に使用する地盤の物性値は表-4.1の一般部の値を使用した。また、打設圧力が隆起限界圧以下で弾性挙動範囲にあるデータは塗りつぶした点で、隆起限界圧以上で塑性挙動範囲にあるデータは、白抜ききの点でプロットしている。

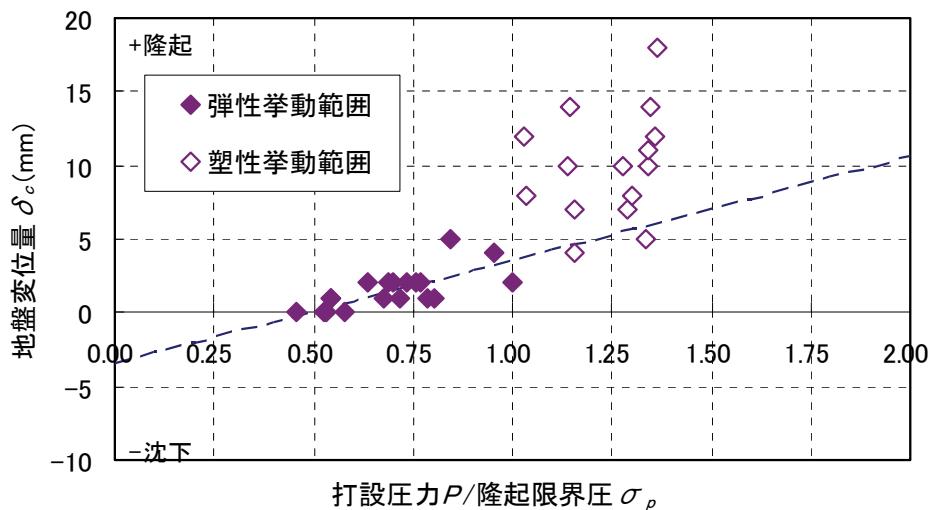


図-4.5 隆起限界圧で無次元化した打設圧力と地盤変位量

図によると、弾性挙動範囲では打設圧力／隆起限界圧と地盤変位量は比例関係にあるとみなせ、三本木原トンネルにおける施工条件では、打設圧力／隆起限界圧が 0.5 のとき地盤変位量がほぼ 0 となる。また、打設圧力／隆起限界圧と地盤変位量の比例定数は 6(mm) であった。そこで、弾性挙動範囲においては、地盤変位量は打設圧力／隆起限界圧を用いて式(4.16)で表されるものとする。

$$\delta_c = 6 \cdot \left(\frac{P}{\sigma_p} - 0.5 \right) \quad (\text{mm}) \quad (4.16)$$

(2)打設圧力と打設率の関係

各リングでの打設率と打設圧力のリング代表値では、3.3 節で見たように、明確な関係が見られない。そこで、掘進中の打設率と打設圧力の関係から両者の関係式を導くことを試みる。

①掘進中の打設率の定義

掘進中の打設率は様々な算出方法が考えられるが、ここでは以下の方法で計算するものとする。図-4.6 は、横軸に設計打設量、縦軸に実打設量を取り、N リングと N+1 リングでの設計打設量と実打設量の変化を折れ線グラフで示した模式図である。N+1 リング掘進中でジャッキストロークが X_{mm} の時 (A 点) の打設率は、N リングでジャッキストローク X_{mm} の時 (B 点) からの 1 リング幅の間での実打設量と設計打設量の比で計算できるものとし、式(4.17)で定義する。この考え方により計算された打設率を時間打設率 r_c と呼ぶこととする。時間打設率は、図のように 1 リングの幅を有する 2 点の勾配であり、基準幅が 1 リングである移動平均勾配を意味している。

$$r_c = \frac{\Delta Vp}{\Delta Vd} = \frac{V_p(N+1, X) - V_p(N, X)}{V_d(N+1, X) - V_d(N, X)} \quad (4.17)$$

ここで、各記号の説明を行う。

ΔVp : 任意の 1 リング幅での実打設量

ΔVd : 任意の 1 リング幅での設計打設量

$V_p(N, X)$: N リング, $J_s=X$ のときの実打設量

$V_d(N, X)$: N リング, $J_s=X$ のときの設計打設量

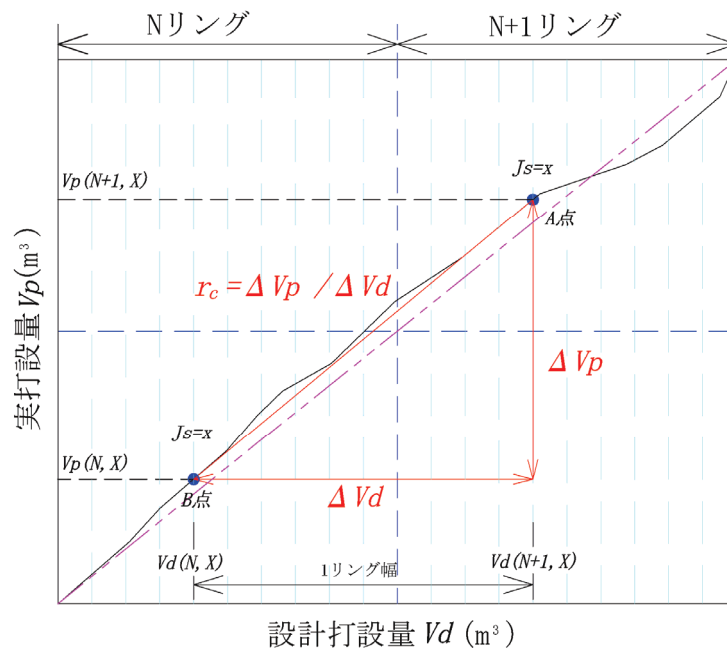


図-4.6 打設率の計算方法

時間打設率は、連続掘進が開始された1リング目は、前回の連続掘進時に打設しすでに固結しているコンクリートのデータとの差を取るため、物理的な意味を有しない。したがって、以下の検討では連続掘進の1リング目では時間打設率は考えない。

②掘進中の打設率の定義

打設圧力は、第3章で説明したように、12箇所の配管圧力計で測定した値を平均し、SL高さに換算した値である。また、ある時間における測定値は瞬時打設圧力 p' と呼ぶ。瞬時打設圧力は、それぞれの瞬間における打設圧力の測定値であるため、先に説明した時間打設率に比べて変動幅が激しく、お互いの変動に関する相関性が小さかった。そこで、本研究では打設率と同様に、1リング幅での打設圧力の平均値を取り、それを時間打設圧力 p と呼ぶこととする。具体的には、1リングの間に測定した n 個の測定値を平均したものと定義することで、式(4.18)で計算できるものとする。

$$p = \left(\sum_{i=1}^n p'_i \right) / n \quad (4.18)$$

本研究では、瞬時打設圧力 p' は100mm毎の値を抽出し、 $n=12$ 個の測定値を平均して時間打設圧力 p を算出した。

実際の掘進データの例として1056～1059リングでの時間打設圧力と時間打設率の経時変化を図-4.7に示す。図のように打設率と打設圧力は、ほぼ同時に変動しており、両者は高い相関を有して変動していることが確認できる。

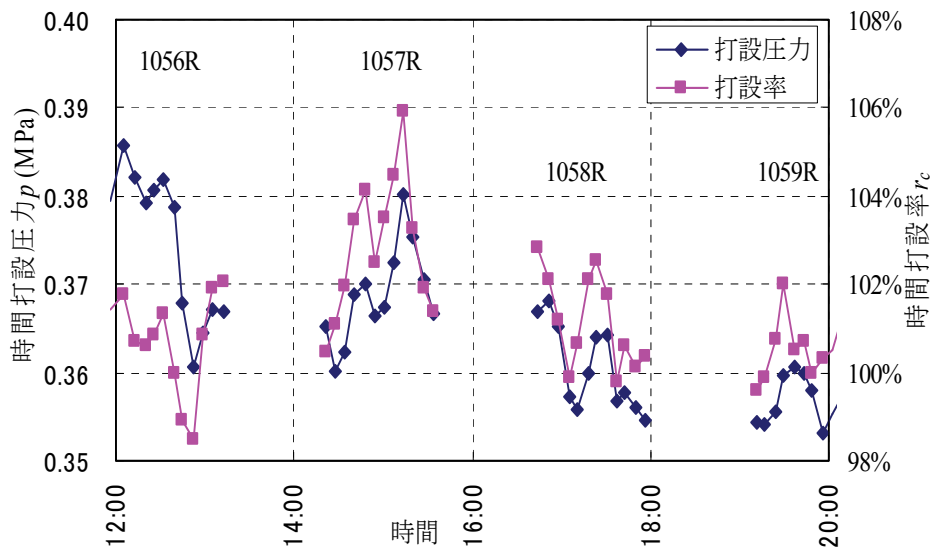


図-4.7 時間打設圧力と時間打設率の経時変化（1056～1059リングでの例）

③時間打設率と時間打設圧力の関係

両者の関係を明確にするため、打設率と打設圧力の変動量に注目し、両者の比を調べる。

図-4.8は、横軸に掘進ストロークを取り、NリングとN+1リングでの実打設量と打設率、

打設圧力の変化を示した模式図である．図のように，時間打設圧力と時間打設率は一定のピッチで点を算定してプロットしている．また，両者の変動量を調べるため，変動量を式(4.18)と式(4.19)で算出する．ここでは，時間打設圧力と時間打設率の計算ピッチと両者の変動量の基準幅を 100mm とした．

$$\Delta p_i = p_{i+1} - p_i \quad (4.18)$$

$$\Delta r_{ci} = r_{ci+1} - r_{ci} \quad (4.19)$$

時間打設圧力は，組立中は打設圧力が低下するため，リングの境界で連続しない．このため，変動量は掘進開始時では計算していない．

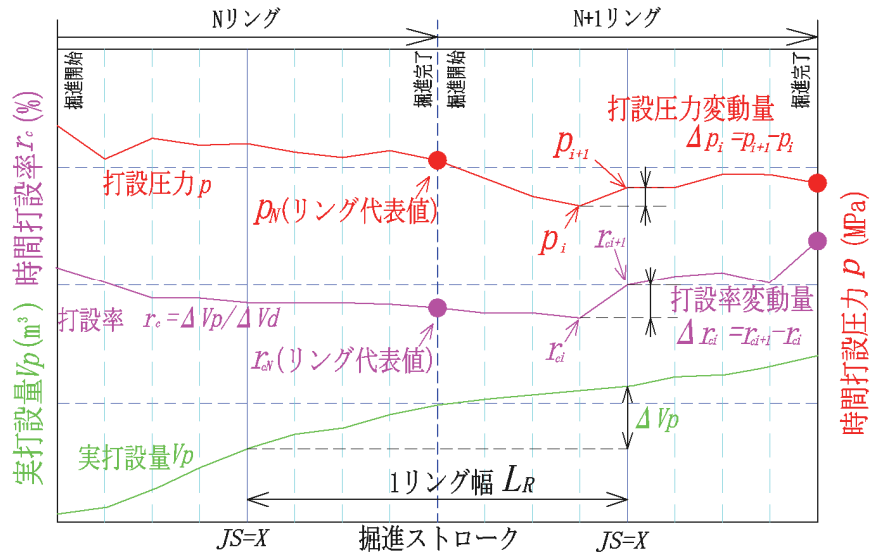


図-4.8 時間打設圧力と時間打設率の変動に関する模式図

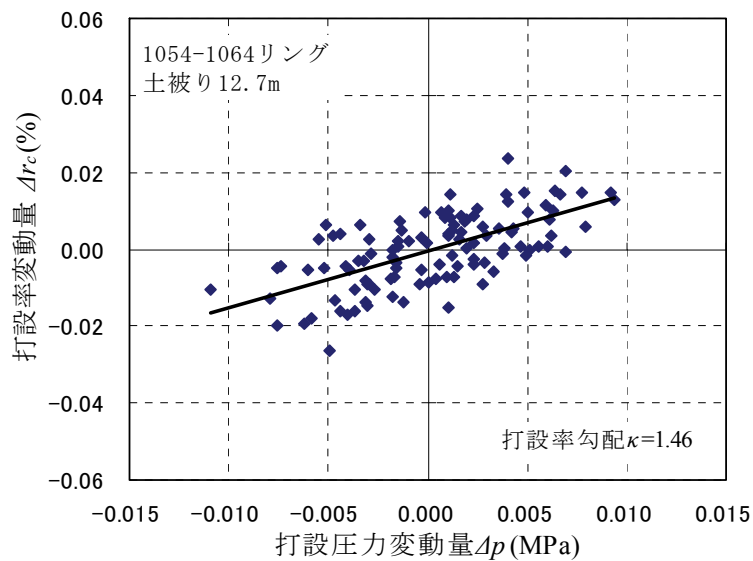


図-4.9 打設圧力変動量と打設率変動量の関係（1054～1064 リングでの例）

図-4.9 は、連続掘進を行った 1054～1064 リングの施工における打設圧力変動量と打設率変動量を比較した結果である。図のように、両者には正の相関が見られ、打設圧力が増加するとそれに応じて打設率も増加することを示している。ここで、打設率変動量を打設圧力変動量で割った値を打設率勾配 κ と呼ぶこととし、式(4.20)で表すものとする。1054～1064 リングで線形近似した直線の勾配の値は $0.146(1/\text{MPa})$ となった。

$$\kappa = \Delta r_c / \Delta p \quad (4.20)$$

同様に、様々な土被りの条件で、施工データから打設率勾配を調べた結果が図-4.10 である。図によると、土被りが大きくなると打設率勾配は小さくなる傾向が見られた。このことは、土被りが大きくなると、打設圧力が変動しても打設率の変化が鈍くなり、逆に土被りが小さくなると、打設圧力に敏感に打設率が変動することを示している。打設率勾配の分布から線形近似を行い、土被りによる打設率勾配の目安を計算すると、土被り 10m, 20m, 30m に対して、それぞれ 1.10, 0.85, 0.60 となった。以下の検討で打設率勾配を使用する場合、この値を使用する。ただし、打設率勾配は、単位 $(1/\text{MPa})$ を有する。

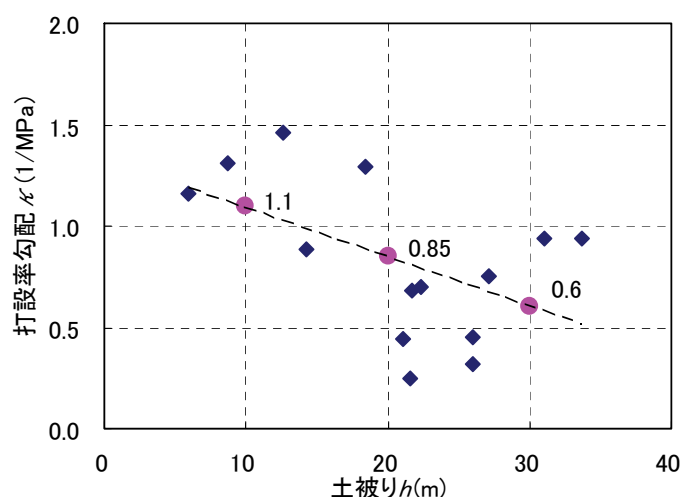


図-4.10 土被りに対する打設率勾配の分布

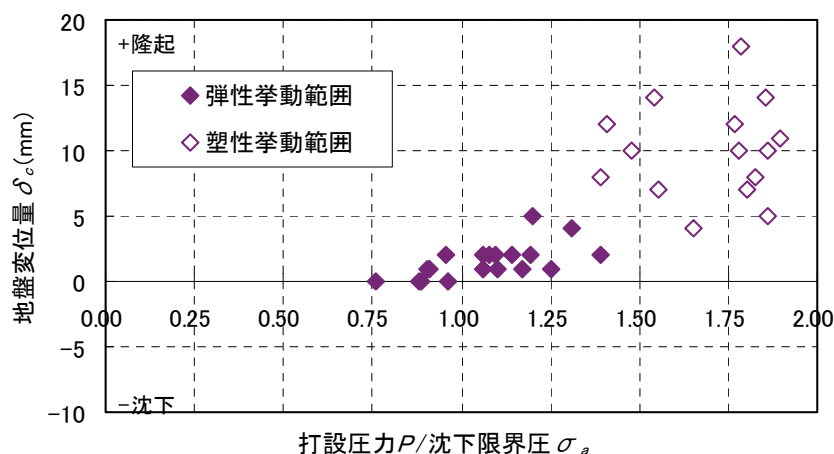


図-4.11 沈下限界圧で無次元化した打設圧力と地盤変位量

ところで、式(4.20)は非常に簡単であるが、時間に関する微分方程式である。図-4.11 に示すように、打設圧力を沈下限界圧で無次元化した値と地盤変位量を比較したところ、打設圧力が沈下限界圧の時に地盤変位量がほぼ0となる。このことから、打設圧力が沈下限界圧に等しいときに空隙の打設率が100%になるものとして式(4.21)を境界条件と考えると、式(4.20)から時間打設率と時間打設圧力の関係として式(4.22)が導かれる。

$$p = \sigma_a \text{ のとき, } r_c = 1 \quad (4.21)$$

$$r_c = \kappa \cdot (p - \sigma_a) + 1 \quad (4.22)$$

式(4.22)は、任意の時間における値の関係式であるが、各リングの掘進完了時に注目すると、時間打設圧力は各リングの最終値であり、時間打設率は1リングでの平均打設率となっている。このため、1リングの平均打設率を用いた式(4.23)は、式(4.22)の特別な場合を示しているだけである。以下で式(4.23)を適用し、実測値との比較を行う。

$$R_c = \kappa \cdot (P - \sigma_a) + 1 \quad (4.23)$$

4.4.2 塑性挙動範囲

(1)打設圧力と地盤変位の関係

本研究では地盤変位量の実測値からもわかるように地盤が隆起した場合が対象であり、沈下する場合は対象としていない。そこで、以下では地盤が隆起する場合を考える。塑性挙動範囲では、地盤変位量は打設量によって決まるものとし、次の2つの事項を仮定する。

- a) 打設されたコンクリートのうち、超過打設量（＝打設量－コンクリート打設容量）すべてが地盤変位に寄与する。
- b) 地表面変位は、土被り、トンネル径と内部摩擦角によって定まる影響範囲で生じ、その形状はトンネル中心（図-4.12のC点）を最大値とする二等辺三角形で近似できる。

地盤変状範囲 x は、図-4.12 に示したように、トンネルに $\pi/4 - \phi/2$ の勾配で接する直線が地表面と交差する点とトンネル中心との距離で表されるものとする。

上記の仮定から、地盤変状範囲 x は式(4.24)で、地盤変位量 δ_c は式(4.25)で表される。

$$x = \frac{(h + \frac{D}{2}) \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) + \frac{D}{2}}{\sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)} \quad (\text{m}) \quad (4.24)$$

$$\delta_c = \frac{V_e \cdot \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)}{(h + \frac{D}{2}) \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) + \frac{D}{2}} \times 1000 \quad (\text{mm}) \quad (4.25)$$

ここで、各記号の意味するところは以下の通りである。

h : 土被り(m) , D : トンネル直径(m)

V_e : 掘進長 1m あたりのコンクリート超過打設量 (m^3/m)

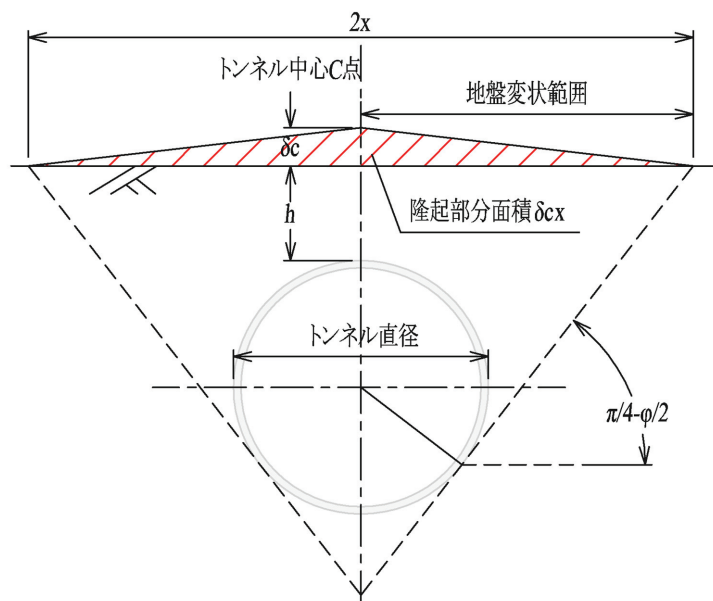


図-4.12 トンネル断面方向地盤変位量の分布

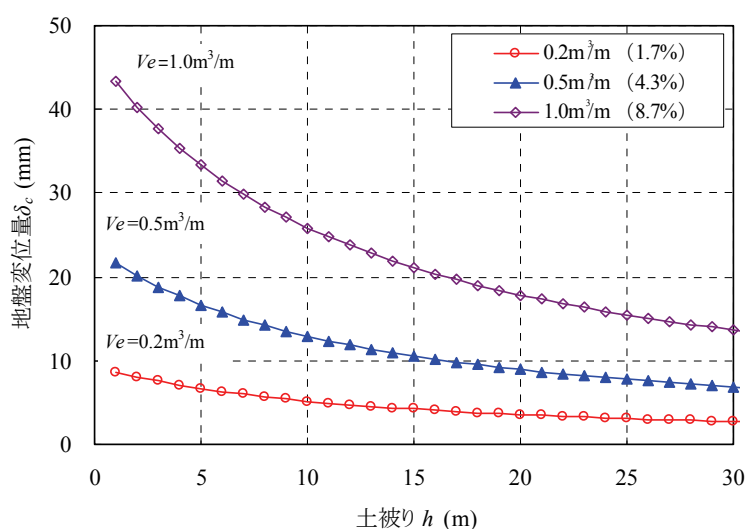


図-4.13 影響範囲と地盤変位量の関係

式(4.24)と式(4.25)によって計算された地盤変位量の例として、超過打設量が 1.0 m^3 (8.7%)、 0.5 m^3 (4.3%)、 0.2 m^3 (1.7%) の場合の計算結果を図-4.13 に示す。図の凡例にある超過打設量の後に、括弧で示した超過打設率 R_e は超過打設量の設計打設量に対する割合であり、式(4.26)で定義する。

$$R_e = V_e / A_c \quad (4.26)$$

ここで、 A_c ：テールボイド断面積(m^2) である。

上記の仮定に基づくと、土被りが5mで超過打設量が 1.0 m^3 の場合、30mm以上の隆起が生じており、特に土被りが小さな場合には、超過打設量が少量でも地盤変位量に大きな影響を与えることを示している。

(2)打設圧力と打設率の関係

塑性挙動範囲では、地盤にせん断抵抗力以上の上向き荷重が作用しており、打設圧力は隆起限界圧を上限と考える。したがって、打設率が増加しても打設圧力は一定になるものと仮定する。

ここでは、弾性挙動範囲と塑性挙動範囲での打設圧力に対する地盤変位量、打設率についての関係式を仮定し誘導してきたが、その結果を表-4.3 にまとめた。

表-4.3 地盤変状モデルのまとめ

	弾性挙動範囲	塑性挙動範囲
地盤変位	式(4.16) 単位mm $\delta_c = 6 \cdot \left(\frac{P}{\sigma_a} - 0.5 \right)$	式(4.25) 単位mm $\delta_c = \frac{V_e \cdot \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)}{\left(h + \frac{D}{2}\right) \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) + \frac{D}{2}} \times 1000$
打設率	式(4.23) $R_c = \kappa \cdot (P - \sigma_a) + 1$	打設率は、一定とする

4.5 実測値との比較

4.5.1 地盤変状モデルの分析

前節で提案したモデルの計算結果と実測値を比較してその傾向を確認する。

図-4.14 と図-4.15 に土被りが 10m, 20m, 30m の場合の打設圧力にともなう地盤変位置量と打設率の計算値を図示した。なお、計算に必要な地盤の物性値は表-4.1 の一般部の値を用い、地下水位が地表面にある条件で計算した。また、それぞれのグラフに実測値をプロットした。実測値は土被りで分類しており、塑性挙動範囲のデータは、白抜きの点で示している。

図-4.14 は各土被りでの打設圧力に対する地盤変位置量の関係を示している。地盤変位置量の計算値は打設圧力に比例して増加した後、隆起限界圧に達すると打設圧力を一定としたまま、地盤変位置量のみが増加する。隆起限界圧に達した後の地盤変位置量は打設率によって定まる。

図によると、弾性的挙動範囲の実測値は近似した土被りでの理論線の周辺に分布しており、計算値は実測値の傾向を表すことができている。しかし、土被りが 10m 以下の低土被り部では塑性挙動範囲のデータが多く、打設圧力が計算値の折れ点である隆起限界圧以上となっている箇所がある。また、実測値のばらつきも大きく計算値と実測値の整合性はよくない。

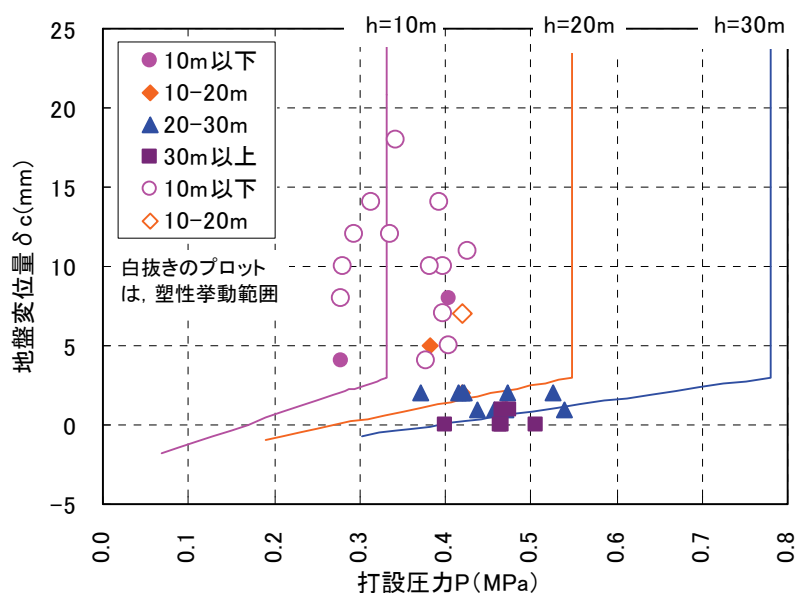


図-4.14 打設圧力と地盤変位置量の関係

打設率の計算値は、図-4.15 に示すように、打設圧力が大きくなるにつれて、線形に増加し、隆起限界圧に達すると打設圧力が一定のまま増加する。

計算値では、打設率を一定とするためには土被りが大きくなるほど打設圧力を大きくする必要があるが、実測値も同じ傾向を示している。また、弾性挙動範囲での打設率の実測値は計算値に比べて大きくなっているものがあるが、これは第3章で述べた打設圧力のばらつきが要因の1つになっていると考えられる。一方、塑性挙動範囲の実測値は打設圧力が隆起限界圧よりも大きな値のデータがあり計算値との整合性が低い結果となった。

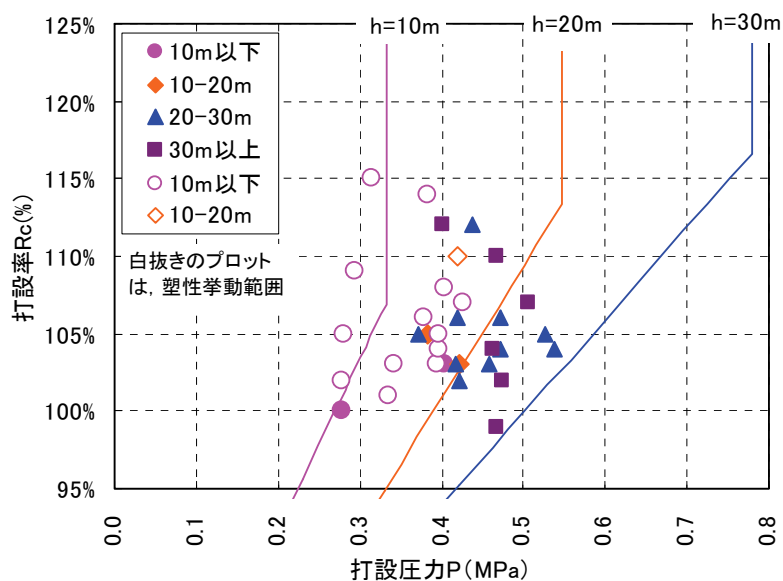


図-4.15 打設圧力と打設率の関係

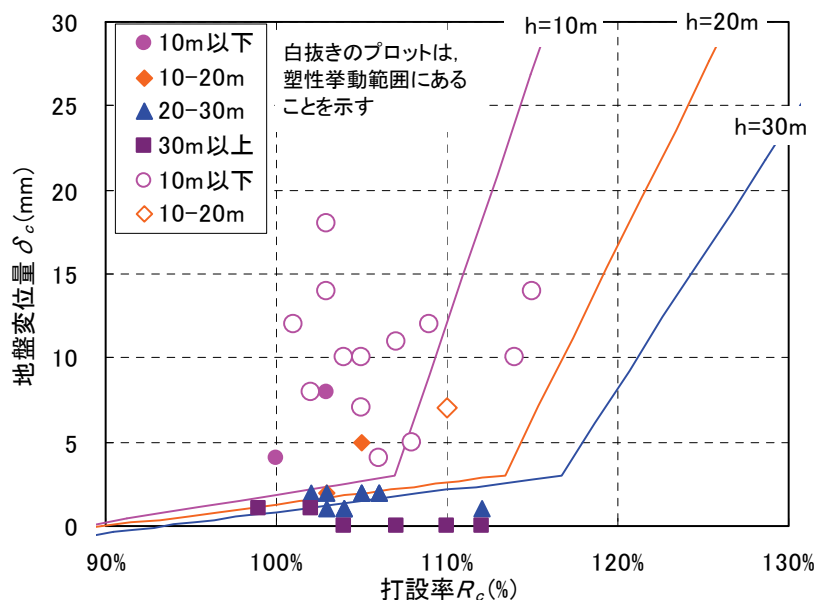


図-4.16 打設率と地盤変位量の関係

上述したとおり、図-4.14、図-4.15 のように打設圧力を基準としてまとめると、打設圧力が隆起限界圧に達した後の地盤変位量や打設率の変化を説明することができない。このため、打設圧力に比べてばらつきが大きく計測値の信頼性が低い、図-4.16 で示すように、打設率を横軸にとり地盤変位量との関係を調べた。ここで、地盤の物性値は表-4.1 の一般部の値を使用している。

これによると、地盤変位量の計算値は、はじめ緩やかに増加し、隆起限界圧に達した後、急激に増加する。土被りが大きくなると隆起限界圧に達する際の打設率も大きくなる。

計算結果と実測値を比較すると、土被りの大きな箇所では実測値と計算値は、よく一致している。一方、低土被り部では、特に塑性挙動範囲のデータのばらつきが大きくなっている。

図-4.14～図-4.16 で見たように、弾性挙動範囲の計算値と実測値は比較的よく一致しており、計算値は実測値の傾向を説明できている。しかし、塑性挙動範囲の実測値はばらつきが大きく整合性が低い。この点について、以下のように考察する。

- a) 図-4.14、図-4.15 によると、10m 以下の低土被り部で隆起限界圧以上の打設圧力が測定されている。これは、本モデルでは打設圧力が最大値を隆起限界圧としているが、実際には、地盤の剛性が低下するものの打設圧力のピークは更に大きくなる場合があるためであると考えられる。
- b) 塑性挙動範囲では、打設率や地盤変位量のばらつきが大きくなっている。塑性挙動範囲では、打設されたコンクリートが周辺地山のうち地盤強度の低い場所に集中的に流れ、同じ打設圧力に対し打設率の増減や局所的な隆起が発生すると予想される。このことが、打設率や地盤変位量の変動幅が大きくなる要因の一つになっていると考えられる。
- c) 図-4.16 によると、土被りが 10m 以下の低土被り部で、低い打設率の場合でも打設圧力が隆起限界圧以上となり、大きな地盤変位量が観測されている。このことは、打設率のみで管理すると、予想以上の変位量が観測される可能性があり、打設圧力と打設率の両方で管理する必要があることを示唆している。

4.5.2 特定の土被りにおける計算値と実測値の比較

図-4.17 は、横軸に打設率、縦軸左に打設圧力、縦軸右に地盤変位量を取り、それぞれ、土被りを 5.9m, 17.8m, 25.7m の場合の計算結果と計測結果を示したものである。

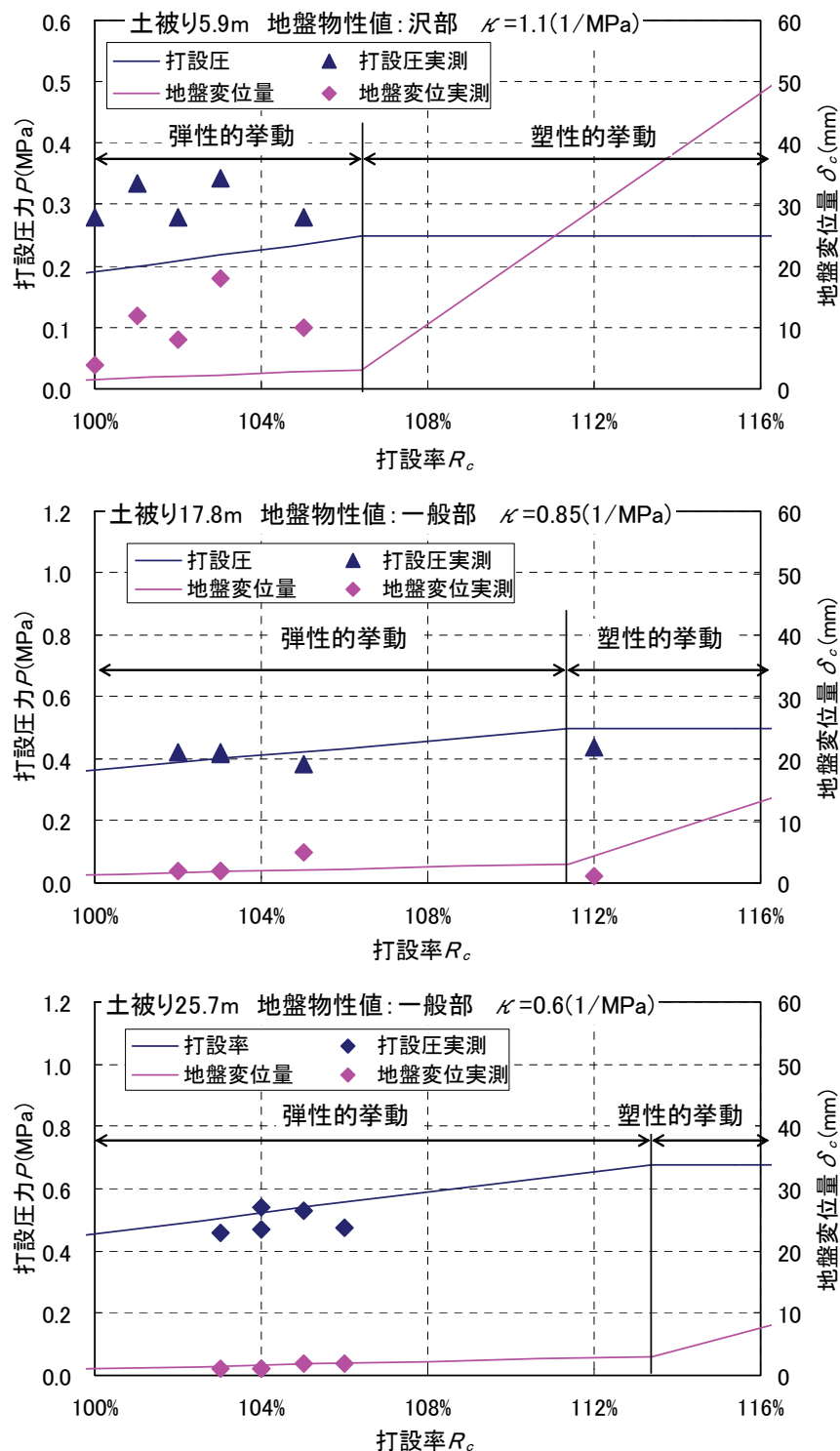


図-4.17 地盤変状モデルと実測値の比較

ここで、計算に使用した地盤物性値は、土被り 5.9m のときは表-4.1 の沢部の物性値を、17.8m と 25.7m のときは一般部の値を使用した。また、各図には同程度の土被りの条件で実測した打設率と打設圧力、地盤変位量をプロットした。

計算値と実測値を比較した結果、土被りが 17.8m, 25.7m の場合には、打設圧力、地盤変位量はともに良く一致している。一方、土被りが 5.9m の低土被り部では、打設率で判断すると各データは弾性挙動範囲にあるが、打設圧力は隆起限界圧よりも大きな値となっており、地盤変位量も大きい。このことは、打設率のみでコンクリート打設管理を行うと、特に土被りの小さな箇所です予想以上の地盤変位を生ずる危険があることを示している。

4.6 結論

本章では、場所打ちライニング工法を用いた施工結果を分析し、打設圧力、打設率、地盤変位量に関するモデルを考案した。モデルによる計算結果と施工データを比較した結果、以下の事項が確認できた。

- a) 土被りの小さな箇所の施工では、地表面が隆起した場合があった。変位量は、テール通過直後～通過後 10m まで継続的に増加しており、シールドにおける裏込め注入での現象と異なる。これは、コンクリートは凝結時間が長いため、より広範囲に大きな揚圧力が地盤に作用したためと考えられる。
- b) 地盤の隆起の有無や隆起量の傾向は、Terzaghi の土圧理論を用いた沈下限界圧と隆起限界圧を用いて説明することが可能である。
- c) 各リングの打設率は、打設圧力や地盤変位量との関係を調べるとばらつきがみられ、打設率の実測値はやや大きな値となる傾向が見られる。これは、実施工では地盤の変形や内型枠の変形、掘削時の土砂の取り込み等の理由により打設されるべき空間の容積が大きくなるためと考えられる。
- d) 打設率と打設圧力の施工時における瞬時値に注目すると、高い相関性が見られ、この結果から打設率と打設圧力の関係（近似式）を導くことができた。
- e) 隆起限界圧と沈下限界圧を境界値とし、弾性挙動範囲と塑性挙動範囲に分け、打設圧力、打設率、地盤変位量に関してモデル化を行った。その結果、弾性挙動範囲では、計算値は実測値との整合性が良く、本モデルで実施工を説明できることが確認できた。一方、塑性挙動範囲では実測値にばらつきがあり、計算値との差も大きくなった。これは塑性挙動時には、コンクリートが地盤の弱部に集中的に充填される挙動に原因があると考えられる。

参考文献

- 1) 杉山博一，後藤 茂，西村和夫：ECL トンネルのプレス圧力による周辺地盤の受働破壊メカニズム，土木学会論文集 No.757，Ⅲ-66，pp.89-99.2004.
- 2) 土木学会：トンネルライブラリー第6号 セグメントの設計，pp.13-17.1994.
- 3) 田村 武，木村 亮，岸田 潔，菊本 統，玉谷宗一郎：トンネルに作用する土圧に関する移動床実験，土木学会第58回年次学術講演会，pp.877-878, 2003.
- 4) 千代 啓三，田村 武：場所打ちライニングコンクリートの周辺地盤にあたえる影響に関する一考察，土木学会論文集 F Vol.65, No.4, pp.516-528, 2009.

第5章

クラック発生過程のモデル化

第5章 クラック発生過程のモデル化

5.1 はじめに

第3章で紹介したように、三本木原トンネルの場所打ちライニングには、一部の区間で規則的なクラックが発生した。クラックは、特定の施工区間で、ある方向を有し、規則的に繰り返し出現した。また、クラックは内型枠を脱型した際にすでに存在しており、コンクリートが凝結して間もなく発生していると考えられる。切羽付近はシールド推力など施工時荷重の影響が大きいので、土被り、地下水位、地盤の弾性係数などの施工条件や、推力やジャッキ選択にともなうモーメント、コンクリート打設圧力などの施工時荷重がクラック発生に関係していると考えられる。そこで、本章では、施工時に発生したクラックと施工条件や施工時荷重の関係について考察する。

まず、実施工での観察結果から、施工条件や施工時荷重のデータとクラックの発生位置との関係を統計的に比較することによって、クラックにあたえる影響が大きな要因を抽出する。次に、場所打ちライニングと内型枠を剛性一様な正八角形のリング状の梁としてモデル化し、実際の施工条件や施工時荷重を再現することが可能な解析モデルを作成する。ここでは、場所打ちライニングのコンクリート剛性が経時変化すること、内型枠を脱型して繰り返し利用することなどの場所打ちライニングに特有の施工条件を再現することに留意し、解析モデルを構築した。

三本木原トンネルで施工したシールドを用いた場所打ち支保システム（SENS）では、場所打ちライニングに対し、NATMの吹付けコンクリートと同等の機能を期待し、流砂をともしない程度のクラックや湧水は許容している。言い換えれば、場所打ちライニング工法に完全な止水機能を求めず、内面に仕上げとして二次覆工を施工することにより、経済性および施工性、安全性を向上させる点に、SENS開発の端緒がある。

しかし、トンネルの条件によっては、クラックからの漏水によって、周辺の地下水位が低下し地盤沈下や井戸枯れなどの環境問題を生じる可能性がある。また、都市部のトンネルのように、湧水が自然流下できない線形の場合、供用後の湧水処理に必要なランニングコストが課題となる場合が考えられる。したがって、SENSの有する経済性や施工性を損なうことなく、クラックを低減することができれば、SENSの適用範囲を広げることにつながる。このような観点から、本論文ではクラックの発生メカニズムについて、検討を行う。

5.2 クラック発生要因の統計的分析

5.2.1 クラックの特徴から推定される発生要因

現場での観察の結果，3.4.1 項で説明したように，クラックは以下の特徴を有する．

- a) クラックはトンネル進行方向に対し，一定の角度を有しており，3つのパターンに分類できる．
- b) 各パターンのクラックは，トンネル延長の特定の区間に連続して発生する．
- c) クラックは脱型時には既に存在しており，施工時荷重の影響が強く，コンクリートが若材齢である切羽付近で発生している．
- d) クラックは掘進方向に対して，左右対称の位置に発生する．
- e) クラックから漏水があり，これらの箇所ではクラックが地山まで貫通している．

上記のようなクラックの特徴から，クラック発生要因について推定できる事項は以下の通りである．

- 1) クラックにはパターンがあり，発生する箇所も偏在していることから，クラックの要因は，常時同様に作用しているのではなく，施工場所や時期によって変化している．
- 2) クラックは脱型前に既に存在していることから，乾燥収縮にともなうクラックとは考えにくい．
- 3) 掘進方向に対し左右均等な位置にクラックが発生することから，クラックの発生要因は，掘進方向に左右均等に作用している．
- 4) 漏水をともしない，クラックが地山まで貫通していることから，ライニングの表面と内面の温度差が原因で生じるクラックとは考えにくい．

以上の考察のように，クラックが温度や乾燥収縮が主な要因と考えにくく，また，施工時荷重の影響が大きな切羽で生じていることから，土被りや地盤の弾性係数などの地盤条件や推力などの施工時荷重が，クラックの主要な要因のひとつであると推定した．

5.2.2 クラックと施工データの関係

クラックに対する施工要因の影響を検討するために，クラックの発生場所と6種類の施工データ（土被り，ジャッキ推力，推力によるモーメント，打設圧，天端クリアランス，内型枠変形量）の値を比較した．以下の図-5.1，図-5.2，図-5.4～図-5.7の各図では，横軸を発進から到達までの掘削リング数とし，各施工データの変化とクラックの発生位置を示している．図-3.33に示したように，クラックは3つのパターンに分けられるため，クラックの発生位置の分布は，各グラフの上側に，パターン別にパターン1を赤色，パターン2を水色，パターン3を緑色の帯に分けて示している．

(1)土被り

土被りとクラックの発生パターンについては，図-3.34ですでに紹介しているが，図-5.1に再掲する．

図-5.1 によるとパターン 1 のクラックは、土被りの小さな 0～300 リング、2100～2300 リングに集中して発生している。一方、パターン 2 のクラックは土被りの大きな 500～700 リングで多く発生している。

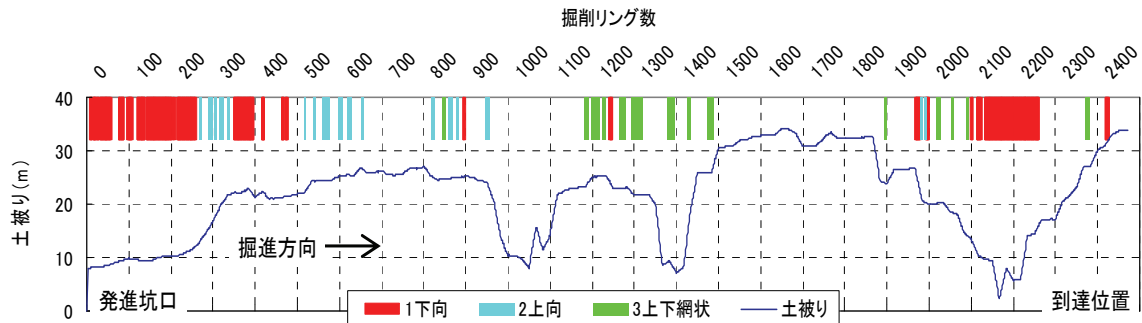


図-5.1 クラック発生位置と土被りの変化

(2) ジャッキ推力

ジャッキ推力の変化とクラック発生パターンを図-5.2 に示す。ジャッキ推力は、シールドジャッキに作用した油圧と掘進時に選択されていたジャッキの本数から計算している。

図-5.2 によると、クラックは全般的に推力が小さな箇所で発生する傾向が見られる。ジャッキ推力は、場所打ちライニングにトンネル掘進方向の圧縮力を作用させるため、トンネル掘進方向に直角に発生するクラックを抑制する効果があると考えられる。クラックの発生要因は多様であるため、すべての場合に当てはまるわけではないが、ジャッキ推力が小さな箇所でクラックが多く発生しており、ジャッキ推力が小さいことは、クラック発生を誘発する要因であると考えられる。

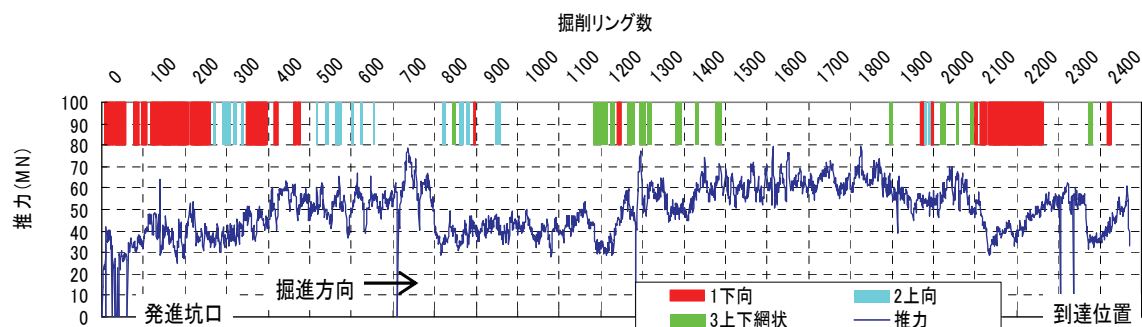


図-5.2 クラック発生位置とジャッキ推力の変化

(3) 推力によるモーメント

シールドには複数のシールドジャッキが装備されており、目標とする方向へ推進するためジャッキを選択して使用する。このため、円筒状の梁部材である内型枠先端にモーメントが作用する。ここで、図-5.3 に示すように、 x 軸周りのモーメントに注目すると、各ジャッキの x 軸周りのモーメントの総和であるモーメント M は、式(5.1)で計算される。三本

木原トンネルの施工では、常にシールドジャッキの同調機能を有効にしていたため、シールドジャッキを選択していなくても、シールドジャッキ1本当たり430kNの推力が作用している。そこで、モーメントの計算ではジャッキの同調機能も考慮して計算した。

$$M = \sum_{i=1}^n p_i \cdot y_i \quad (5.1)$$

P_i : i 番目のジャッキの推力

y_i : i 番目のジャッキの x 軸からの距離

式(5.1)の値が、正の値の場合、シールドの下側ジャッキを抜いて掘進していることを示している。

図-5.4 によると、パターン2のクラックはモーメントが正である300～700リングの区間で多く発生している。しかし、モーメントの値が小さい800～1000リングの区間でもパターン2のクラックは発生しており、モーメントが正であること（下側ジャッキを抜くこと）がパターン2のクラックに対する決定的な要因とは言えない。

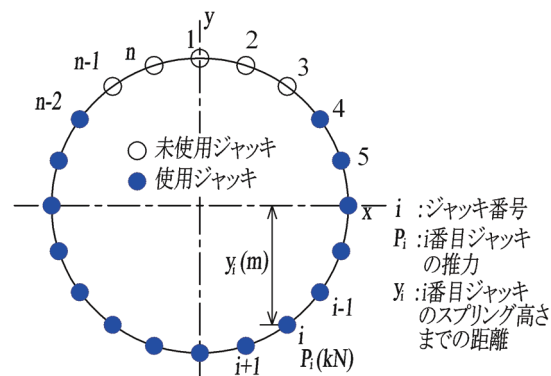


図-5.3 モーメントの計算方法

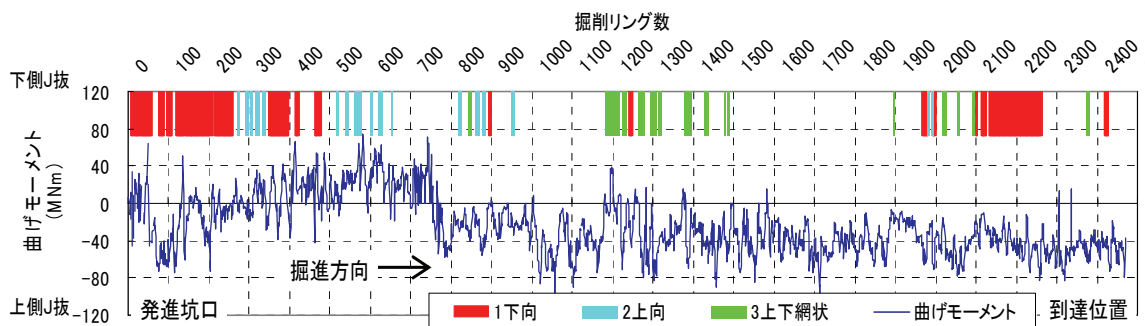


図-5.4 クラック発生位置とモーメントの変化

(4)コンクリート打設圧比

コンクリート打設圧のクラックへの影響を確認するため、打設圧力を隆起限界圧で除した値と比較する。隆起限界圧は、第4章の式(4.10)～(4.14)で説明したとおりであるが、式

(5.2)～式(5.5)に再掲する．ここでは，地表面まで地下水位がある（トンネル土被り h =地下水位 h_w ）ものとしている．

隆起限界圧

$$\sigma_{p-h} = \sigma'_{p-h} + \sigma_{w-h} \quad (5.2)$$

有効土圧

$$\sigma'_{p-h} = \frac{B_p \{(\gamma - \gamma_w) + c/B_p\}}{k_p \tan \phi} \cdot (e^{k_p \tan \phi h_w / B_p} - 1) \quad (5.3)$$

間隙水圧

$$\sigma_{w-h} = \gamma_w \cdot h_w \quad (5.4)$$

ここで，土塊の検討幅 B_p は，

$$B_p = \frac{D}{2} \cot \left(\frac{\pi/4 - \phi/2}{2} \right) \quad (5.5)$$

地盤物性値等は，三本木原トンネルでの施工条件から以下の値を使用した．

D	トンネル直径	11.44m
γ	地山の単位体積重量	18kN/m ³
γ_w	水の単位体積重量	10kN/m ³
c	地盤の粘着力	30kN/m ²
ϕ	内部摩擦角	30°

図-5.5 によると，パターン1のクラックが発生した0～300リング，2100～2300リング付近では，コンクリート打設圧比が大きい．しかし，1000リング，1400リング付近はパターン1のクラックが発生していないに関わらず，コンクリート打設圧比が大きくなっている．このことから，打設圧比が大きくなることは，パターン1のクラックが発生するための必要条件と言えるが，十分条件となっていない．

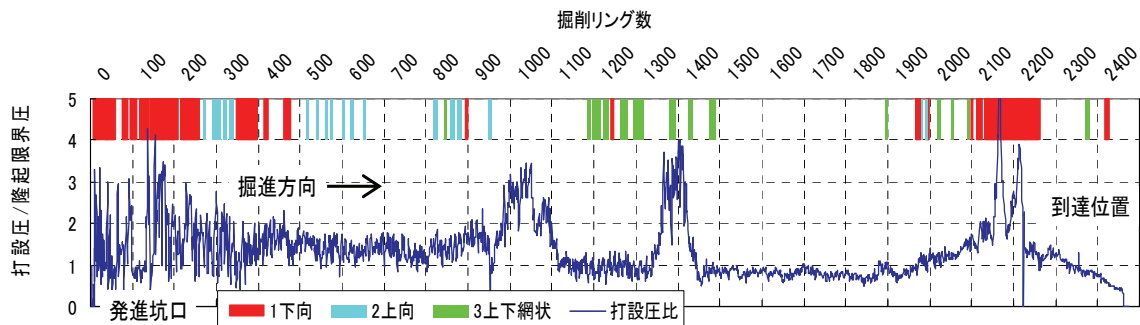


図-5.5 クラック発生位置と打設圧比（クラウン）の変化

(5)天端クリアランス

シールドスキンプレート内面と内型枠外面との離隔を，一般に，テールクリアランスと呼ぶ．図-5.6 の折線グラフは，天端のクリアランス量が設計値に比べてどのように変化し

ているかを示しており、正の値のときは、設計値以上のクリアランス量が確保されている。クリアランス量は手動で測定しており、発進坑口から 200 リングまでの区間は測定していなかったためデータがない。図-5.6 のように、内型枠にはコンクリートにより浮力が作用するため、天端のクリアランスが小さくなる場合が多く、計測結果でも天端のテールクリアランス量が設計値よりも少ない場合の方が多い。

天端クリアランス量が設計に比べて小さくなると、シールド掘進時に、スキンプレートと内型枠が競るため、内型枠頂部に過大な鉛直下向きの集中荷重が作用する可能性がある。

図-5.6 によると、天端のクリアランス量が設計よりも大きな 1700 リング付近では、クラックの発生が見られない。このことから、クリアランス量を確保することは、クラックを防止する有効な手段であることが考えられる。

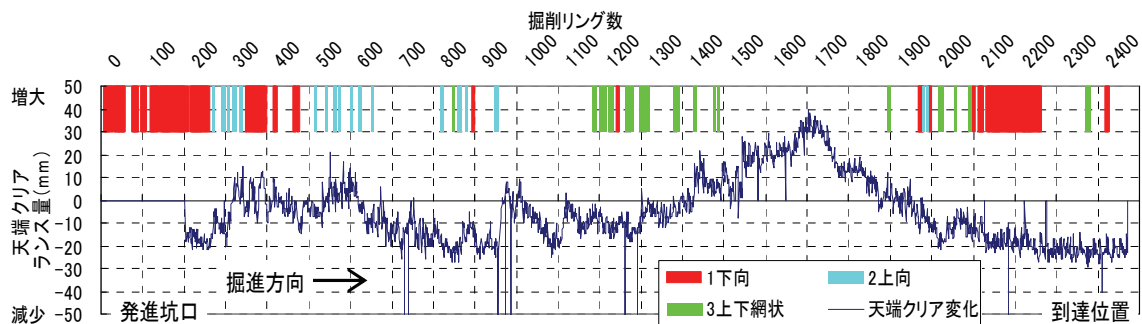


図-5.6 クラック発生位置と天端クリアランスの変化

(6)内型枠変形量

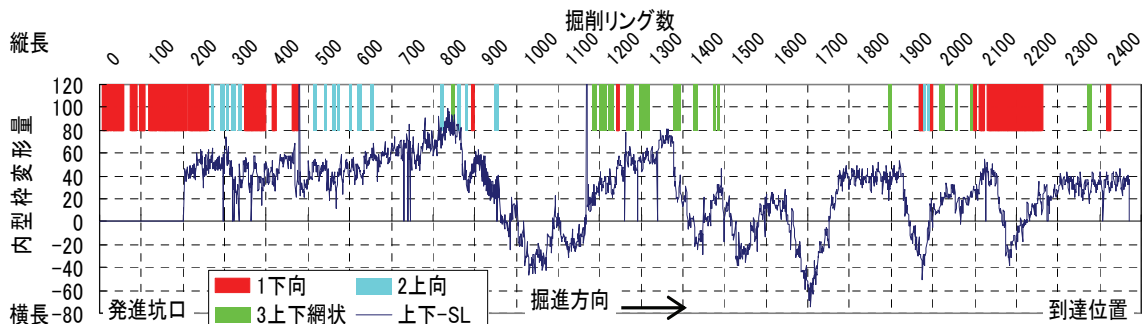


図-5.7 クラック発生位置と内型枠変形量の変化

内型枠は、組立を繰り返すうちに真円度が低下して、縦長または横長に変形する。内型枠が変形することにより、場所打ちライニングに偏った荷重が作用してクラックが発生することが懸念される。そこで、内型枠外径の鉛直方向長さと水平方向長さの差を内型枠変形量と定義して、クラック発生位置と比較した。内型枠変形量が正のときは内型枠が縦長に、負のときは横長に変形していることを示している。

図-5.7によると、800 リング付近と、1200～1400 リング付近で大きく縦長に変形しているが、このときは、それぞれ、パターン2 とパターン3 のクラックが発生している。

5.2.3 施工データの影響の統計的分析

前節で説明した各施工データがクラックにどの程度の影響を与えているかを考察するため、各施工データが正規分布にしたがうものと仮定して、以下の処理を行った。

施工データ測定値の平均値 μ と標準偏差 σ を用いて、 j リングの値 X_j に対して、式(5.6)のように、標準化した変数 Z_j を計算する。

$$Z_j = \frac{X_j - \mu}{\sigma} \quad (5.6)$$

パターン k のクラックに対し、クラックが発生したリングでの標準化した変数 Z_j の値を1 リングから m リングまでの全リングで合計し、式(5.7)のように平均値 \bar{z}_k を算出する。すなわち、

$$\bar{z}_k = \sum_{j=1}^m Z_j \cdot \delta_{jk} / \sum_{j=1}^m \delta_{jk} \quad (5.7)$$

ここで、 δ_{jk} は、パターン k のクラックの有無により、以下の値をとる。

$$\delta_{jk} = \begin{cases} 1 & (j \text{ リングにパターン } k \text{ のクラックあり}) \\ 0 & (j \text{ リングにパターン } k \text{ のクラックなし}) \end{cases} \quad (5.8)$$

この方法で、各施工データ、クラックパターンに対し、計算した確率変数の平均値 \bar{z}_k を表-5.1 に示す。

表-5.1 において、各変数の平均値 \bar{z}_k の絶対値が大きくなるほど、その施工データがクラックと関連が高いことを示す。例えば、パターン1 のクラックは、土被りに対する確率変数の平均値が-1.10 である。正規分布表より、パターン1 のクラックが発生した箇所の土被りの平均値は、土被りの低い方から 13.6%に位置しており、パターン1 のクラックが低土被り部に集中していることを示している。表-5.1 のうち、絶対値が 0.5 以上の箇所は黄色で、1 以上の箇所は赤色でハッチングしている。

表-5.1 施工データと標準化した変数の平均値 \bar{z}_k

	パターン1	パターン2	パターン3
土被り	-1.10	0.16	-0.09
推力	-0.85	-0.52	-0.02
曲げモーメント	0.16	0.83	-0.14
打設圧比	0.51	0.09	-0.06
天端クリアランス	-0.29	-0.09	-0.32
内型枠変形量	-0.08	0.58	0.30

表-5.1 から確認できる事項を以下にまとめる.

- 1) パターン1のクラックは,「土被りが小さい」,「推力が低い」,「コンクリート打設圧比が大きい」場所で発生しやすく,特に土被りと推力との相関性が強い.
- 2) パターン2のクラックは,「ジャッキによるモーメントが大きい」,「ジャッキ推力が低い」,「内型枠が縦長に変形する」場合に発生しやすく,特にモーメントとの相関性が強い.
- 3) パターン3のクラックは,他の2つのパターンに比べて,関連の強い施工データは見られない.強いて挙げると,「天端テールクリアランスが小さい」,「内型枠が縦長に変形している」場合にクラックが発生しやすい.
- 4) 推力と天端クリアランスに関する確率変数の平均値はすべて負となっている.このことから,「クラックは推力が小さい」,「天端クリアランスが小さい」ことは,パターンに関係なくクラックを誘発する要因となっていると考えられる.

5.3 解析によるクラック発生メカニズムの検証

5.3.1 解析モデルの仮定

場所打ちライニング工法の施工時に発生したクラックの要因を検討するため、施工手順を考慮したモデル¹⁾を作成し、施工時荷重を作用させる。場所打ちライニング工法では、ライニングに対する施工時荷重の影響を検討する上で、以下の特徴が挙げられ、これらは図-5.8にまとめられる。

- 1) ライニングは、打設直後は液体として挙動するが、練り上がり後 9～10 時間程度で強度を発現し、その後時間の経過とともに強度、弾性係数が増大する。
- 2) 内型枠は 16 リング装備され、シールド進行に合わせて脱型され、新たに切羽で組み立てられる。
- 3) シールドジャッキは内型枠から反力を得る。掘進方向に作用する推力は内型枠を介して固結したライニングに伝達され、内型枠脱型後はコンクリートのみで受け持つ。
- 4) トンネル半径方向の土水圧や施工時荷重に対し、内型枠が脱型される前は内型枠とライニングは合成構造として挙動し、脱型後はライニング単独で挙動する。
- 5) コンクリートは打設時に加圧されており、その反力は地山に伝達される。その後、地山から打設圧力と同じ大きさの地盤反力が固結したライニングに作用するものとする。

本研究では、解析モデルでこれらの特徴を考慮し、ライニングに作用する施工時荷重の影響を再現することを試みる。

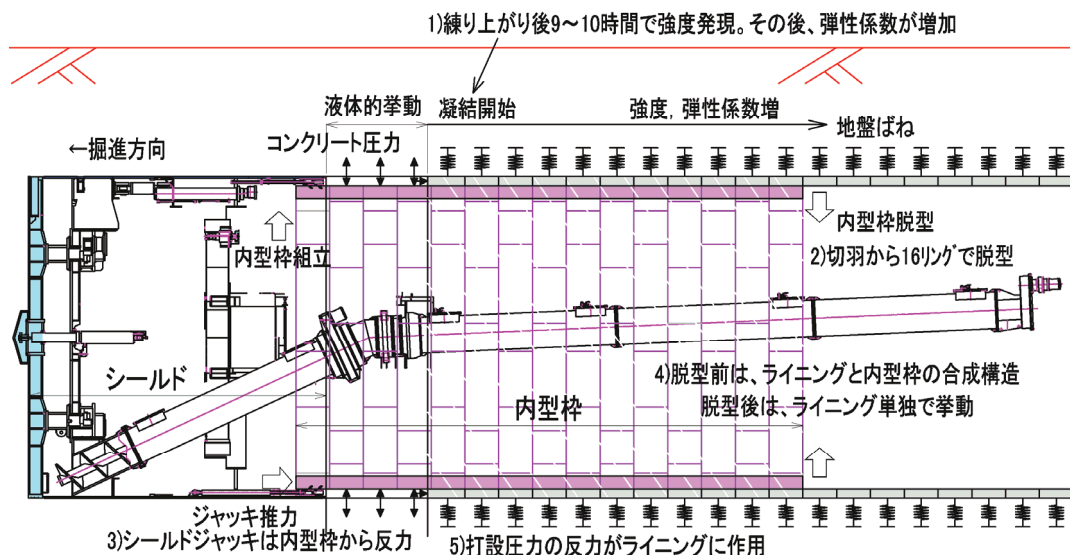


図-5.8 施工時荷重の特徴

(1)ライニングのモデル化

解析には、ライニングや内型枠を八角形リング梁で表し、それぞれをばねで接続したモデル²⁾を用いる。座標軸や節点、要素の番号は、図-5.9 に示すように、1), 2)の規則を適用する。また、計算の簡略化のため、ライニングや内型枠について、3), 4), 5)を仮定し、未知数の数を限定した。1リングあたりの断面に関する諸量は表-5.2 のとおりとする。

- 1) 座標軸は、鉛直上向きを y 軸正方向、トンネル掘進切羽方向を z 軸正方向、水平で掘進方向をみて右側向きを x 軸正方向とする。
- 2) ライニングは z 軸の正方向を見て、右上を節点番号 1 とし、反時計回りに番号を増やす。各点の x 方向の変位 u_{ij} 、 y 方向の変位 v_{ij} と回転角の変化量 θ_{ij} が未知量である。
- 3) 内型枠とライニングは八角形リングでモデル化する。八角形のすべての頂点は常に同一平面上にあるものとし、面外に変形しないものとする。
- 4) 平面内において、各点は x 方向変位 u_{ij} 、 y 方向変位 v_{ij} 、たわみ角度 θ_{ij} の 3 個、合計 24 個 (8 頂点) の未知数を有する。
- 5) 内型枠またはライニングが存在する平面は変位し、 z 軸方向への変位量 w_j 、 x 軸周りの回転角 θ_{xj} 、 y 軸周りの回転角 θ_{yj} の 3 個の未知量を有するものとし、4)とあわせて、1リングあたり合計 27 個の未知数が存在する。

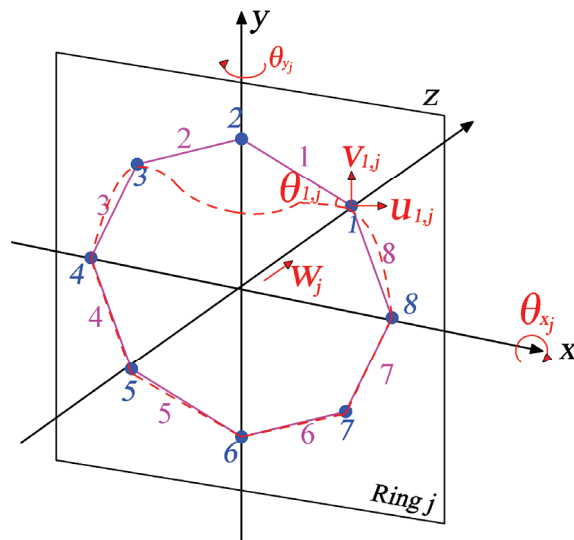


図-5.9 座標系と八角形リングの変形状態の模式図

表-5.2 ライニングと内型枠の断面性能

	外径	厚さ	リング幅	単位重量	弾性係数	断面積	断面二次モーメント
	(m)	(m)	(m)	(kN/m ³)	(MPa)	(m ²)	(m ⁴)
ライニング	11.44	0.33	1.2	23.5	図-5.11	0.396	3.594E-03
内型枠	10.78	0.45	1.2	78.5	210,000	0.083	1.769E-03

解析で使用するコンクリートの圧縮・引張強度と弾性係数は、第3章で説明した三本木原トンネルで使用したコンクリートに対する圧縮強度と弾性係数の測定値から決定する。すなわち、圧縮強度 σ_c と弾性係数 E を時間の関数とし、図-5.10、図-5.11 に示すように、測定値間は、直線で補間した値を使用する。ただし、圧縮強度と弾性係数は7日の測定値を上限値として一定になるものとし、それぞれの終局値を、 σ_{cu} は 61.1N/mm^2 、終局値 E_{ult} は $31,100\text{ N/mm}^2$ とする。また、引張強度 σ_t は圧縮強度 σ_c より式(5.9)で計算する³⁾。

$$\sigma_t = 0.23\sigma_c^{2/3} \quad (5.9)$$

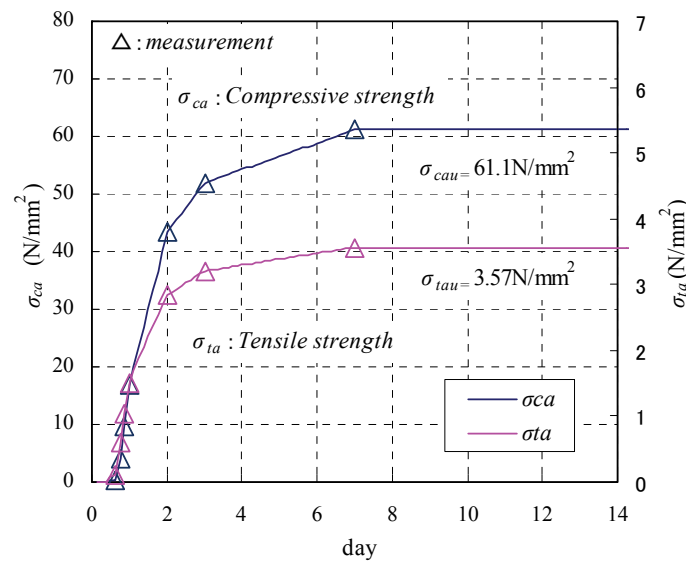


図-5.10 コンクリート圧縮・引張強度の経時変化

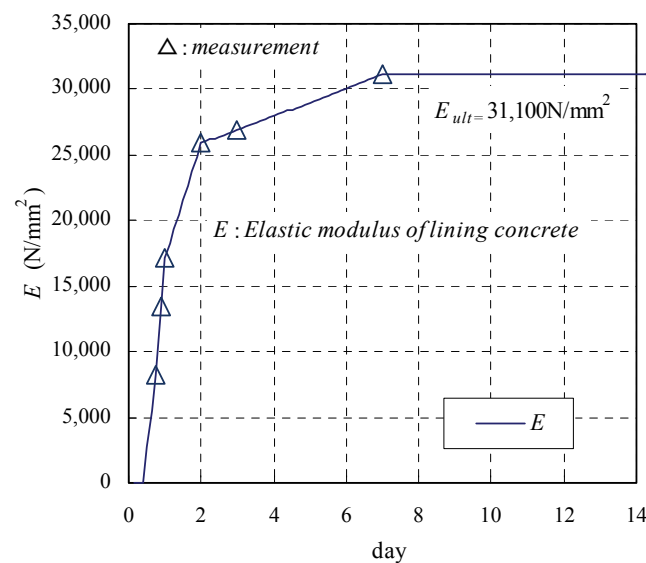


図-5.11 コンクリート弾性係数の経時変化

(2)ライニング、内型枠リングの接合状態のモデル化

ライニングと内型枠は、八角形リングとしてモデル化し、ばねで接続する。ばねには以下の事項を仮定する。

- 1) 各リングは図-5.12のように、半径方向と掘進方向の4種類のばねで接合されている。
- 2) これらのばねは、図-5.13のようにばねの軸方向とそれと直角なせん断方向の合計3方向の成分を有する。

上記のように、本モデルではライニングや内型枠、地盤間の力の伝達を、ばねを介して行う。このため、本モデルはライニングや内型枠、地盤が弾性挙動を示す間のみが対象であり、クラックが発生した後のライニングの塑性挙動を説明することはできない。また、八角形リングは厚みを有しておらず、ライニングや内型枠の掘進方向ばねが、それぞれの剛性を示している。以下で各リングと地盤を接続する4種類のばねについて説明する。

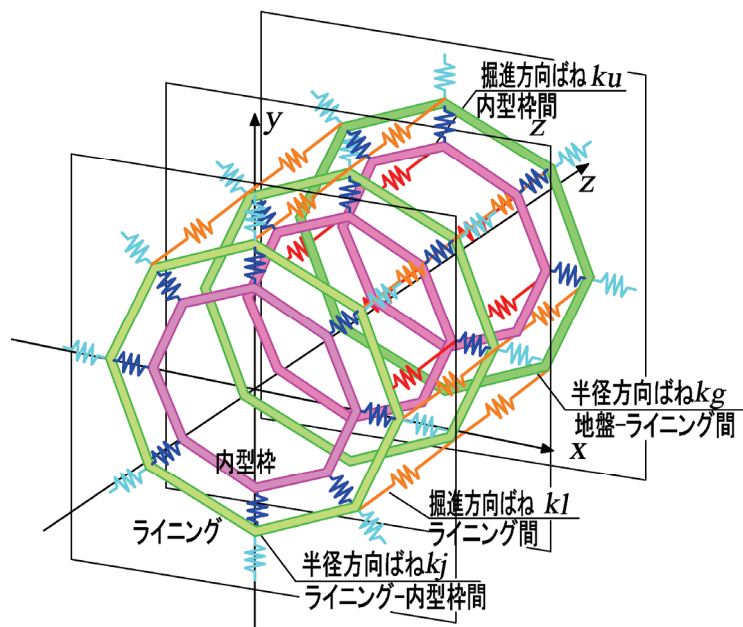


図-5.12 ライニングと内型枠のばねによる接合状態

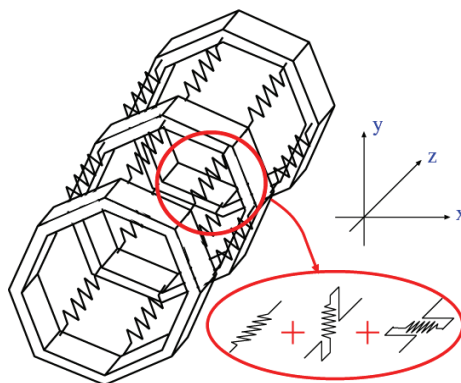


図-5.13 ばね接合模式図

a)ライニング掘進方向ばね

ライニング掘進方向ばね kl は、ライニングの各節点間をトンネル掘進方向に接続する。 x, y 軸方向はせん断方向であるため、本来はせん断弾性係数 $G(j)$ が比例定数として適用されるが、ここでは、簡略化のため、すべての方向のばね値を、弾性係数 $E(j)$ を用いて式(5.10)で表す。

$$kl_x = kl_y = kl_z = \frac{S \cdot E(j)}{b \cdot n} \quad (5.10)$$

ここで、

S : ライニング 1 リングあたりの断面積

b : ライニング 1 リングの幅 (1.2m)

$E(j)$: j リングでのライニングの弾性係数

n : 1 リングの節点数 (8 個)

b)内型枠掘進方向ばね

内型枠掘進方向ばね ku は、内型枠の各節点間をトンネル掘進方向に接続する。 x, y 軸方向はせん断方向であるため、本来はせん断弾性係数 Gu が比例定数として適用されるが、ここでは、簡略化のため、すべての方向のばね値を、弾性係数 Eu を用いて式(5.11)で表す。

$$ku_x = ku_y = ku_z = \frac{Su \cdot Eu}{b \cdot n} \quad (5.11)$$

ここで、

S_u : 内型枠 1 リングあたりの断面積

E_u : 内型枠の弾性係数 ($2.1 \times 10^8 \text{kN/m}^2$)

c)内型枠-ライニング間半径方向ばね

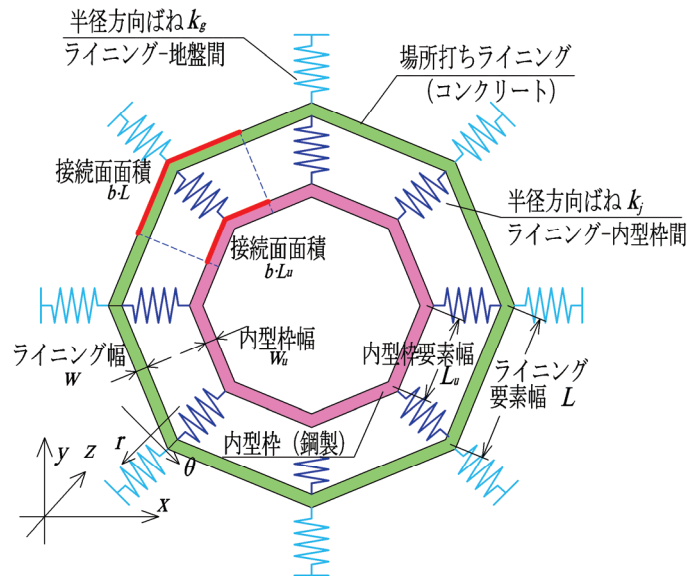


図-5.14 半径方向ばねの設置

図-5.14 のように内型枠とライニングの各節点は、半径方向のばね kj で接続されるものとする。ばねは、トンネル半径方向 kj_r 、 z 軸方向 kj_z 、両者に直角な円周方向 kj_θ の 3 方向の成分を有しており、そのうち kj_r と kj_θ は式(5.12)で表されるものとする。一方、 z 軸方向の荷重は、(5)項で説明するように、ライニングと内型枠のばね値の比に応じて分配されるものとするため、ここでは z 軸方向のばね値 kj_z を 0 とする。

$$kj_r = kj_\theta = \frac{E(j) \cdot E_u \cdot L \cdot L_u \cdot b}{w \cdot E_u \cdot L_u + w_u \cdot E(j) \cdot L} \quad (5.12)$$

ここで、

L : ライニングの要素幅 (4.378m)

L_u : 内型枠の要素幅 (4.125m)

w : ライニングの厚さ (0.33m)

w_u : 内型枠の厚さ (0.45m)

d) ライニング-地盤間半径方向ばね

ライニングは、固定端から各節点がばね kg で接続された状態を仮定する。ばねは、トンネル半径方向 kg_r 、掘進方向 kg_z 、両者に直角な方向 kg_θ の 3 方向の成分を有しており、そのうち、 kg_r と kg_θ は、式(5.13)で表されるものばね値を有するものとする。

式(5.13)は、無限の広がりを持つ地盤内に存在する円形の空洞を想定し、空洞の外側に向けて載荷した場合に生じる変位と応力の関係において、無限遠で応力が 0 となる条件を用いて導いた値である。

$$kg_r = kg_\theta = \frac{E_g \cdot L \cdot b}{(1+\nu) \cdot D/2} \quad (5.13)$$

E_g : 地盤の弾性係数 (kN/m^2)

ν : 地盤のポアソン係数 (0.45)

D : トンネル直径 (11.44m)

一方、掘進方向には、ライニングに対し地山から(3)項で説明する摩擦力が作用するものと考え、ここでは kg_z を 0 とする。

(3) 荷重のモデル化

ライニングや内型枠に作用する荷重は、図-5.15 に示すように、次の 4 つが作用するものとする。

a) 内型枠とライニングの自重

表-5.2 に示した単位重量などの断面諸量を用いて内型枠とライニングの自重を載荷する。ただし、ライニングが液体としての挙動を示す場合はライニングの自重は考えず、内型枠に打設圧を作用させる。

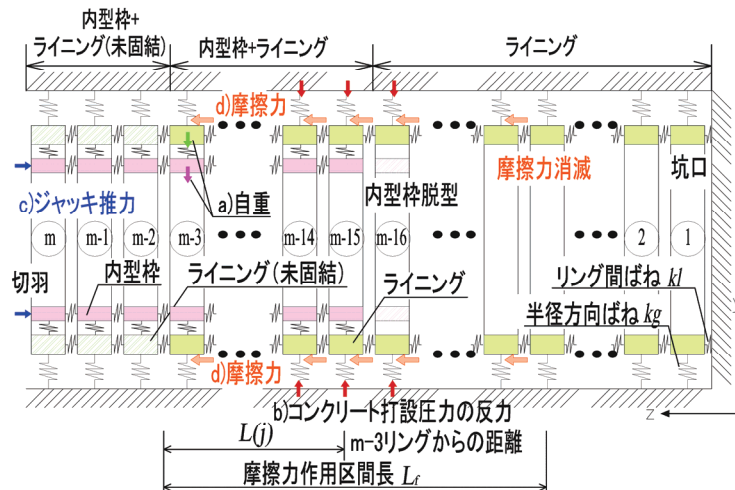


図-5.15 荷重説明図

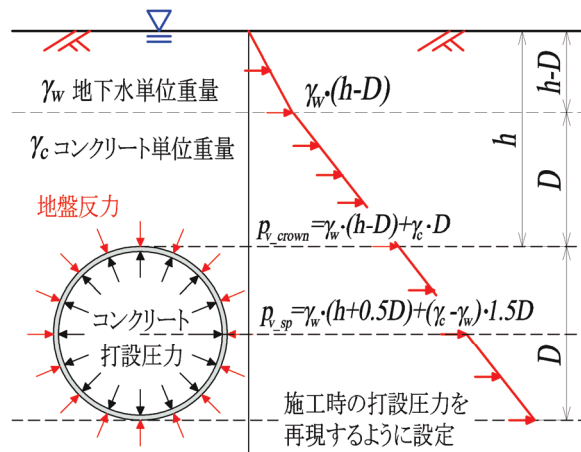


図-5.16 コンクリート打設圧力と地盤反力の想定

b)コンクリート打設圧力にともなう地盤反力

打設されたコンクリートが液体として挙動する場合は、コンクリート打設圧力は内型枠に作用し、これと同じ大きさで地盤に作用する。また、杉山らの研究⁴⁾では、コンクリートが凝結し固体として挙動する場合は、コンクリート打設圧力の作用が地盤に残留し、打設圧力と同じ大きさの反力が地盤から凝結したライニングに作用するものと仮定している。本研究でも、これに倣い、打設圧力と同じ大きさの地盤反力がライニングに作用するものと仮定する。

コンクリート打設圧力は、図-5.16に示すように、トンネル天端から直径1個分上の高さで深では、コンクリート単位重量に、それより上では地下水単位重量に比例する圧力でコンクリートを打設するものと想定した。この仮定は、実施工でのコンクリート打設圧力に計算でのコンクリート打設圧力を合わせることを目的としており、土被り1.0D以上の場合と土被り1.0D以下の場合で分けて、式(5.14)で示される圧力がライニング天端に作用す

るものとする.

$$\begin{cases} p_{v_crown} = 1.0 \cdot D \cdot \gamma_c + (h - 1.0D) \cdot \gamma_w & (\text{土被り } 1.0D \text{ 以上の場合}) \\ p_{v_crown} = h \cdot \gamma_c & (\text{土被り } 1.0D \text{ 以下の場合}) \end{cases} \quad (5.14)$$

上記の打設圧力と同じ大きさの圧力がコンクリート硬化前には内型枠に、コンクリート硬化後にはライニングに作用するものとする。また、水平方向の土圧は、前出の杉山らの研究⁴⁾と同様に、水平土圧係数が1の場合、すなわち土圧は鉛直方向と水平方向の大きさが同じ静水圧分布を仮定する。

c) ジャッキ推力

ジャッキ推力は切羽先端の内型枠に作用させる。切羽から3リングまではライニングが液体状の挙動を示すため、切羽から4リング目である $m-3$ リングの内型枠で初めてライニングと内型枠間で推力が伝達される。解析では、ジャッキを選択したことによる影響を検討するため、ジャッキ推力は内型枠リングの8個の要素のうち、任意の内型枠要素に作用させて計算する。

d) 地盤とライニングの摩擦力

地盤とライニングの間には摩擦力 p_f が作用し、その値は、スプリング位置における土圧 p_v と摩擦係数 κ_f との積とする。また、施工時は、ライニングは経時的に弾性係数が増加するため、摩擦力は弾性係数の終局値 E_{ult} と j リング目の弾性係数 $E(j)$ の比 $E(j)/E_{ult}$ に比例するものとした。

さらに、摩擦力は一般に切羽に近いほど大きくなる。そこで、図-5.18のように、摩擦力は、切羽から4リング目の $m-3$ リングから摩擦力作用区間長 L_f の範囲で作用し、 $m-3$ リングから j リングまでの距離 $L(j)$ と L_f の比 $L(j)/L_f$ に比例するものと仮定した。摩擦力作用区間長は、トライアル計算により、作用した推力と摩擦力の合計が一致するように決定する。ライニングの各要素に作用する摩擦力は、ライニングリング内の高さに関係なく、スプリング位置での土圧に比例するものとし、式(5.15)で表す。

$$p_f = \kappa_f \cdot p_v \cdot \frac{E(j)}{E_{ult}} \cdot \frac{L_f - L(j)}{L_f} \quad (5.15)$$

ここで、

κ_f : 摩擦係数 (ここでは 0.35 を使用)

E_{ult} : ライニング弾性係数の終局値(31,100N/mm²)

$E(j)$: j リングでのライニング弾性係数(N/mm²)

L_f : 摩擦力作用区間長(m): 図-5.18 参照

$L(j)$: $m-3$ リングから j リングまでの距離(m): 図-5.18 参照

また、スプリング位置での土圧 p_v は、ライニングや内型枠に作用する圧力のうち、水圧に由来する成分を除いたものとする。すなわち、式(5.16)のように、土被りが $1.0D$ (D :

ライニング外径) 以上の場合はスプリングにコンクリートの水中単位重量 $1.5D$ 分の圧力が, $1.0D$ 以下の場合は土かぶり $+0.5D$ に相当するコンクリート水中単位重量分の圧力が作用するものとする.

$$\left\{ \begin{array}{l} p_v' = 1.5 \cdot D \cdot (\gamma_c - \gamma_w) \quad (\text{土被り } 1.0D \text{ 以上の場合}) \\ p_v' = (h + 0.5D) \cdot (\gamma_c - \gamma_w) \quad (\text{土被り } 1.0D \text{ 以下の場合}) \end{array} \right. \quad (5.16)$$

ここで,

γ_c : コンクリートの単位重量 (23.5kN/m^3)

γ_w : 水の単位重量 (10.0kN/m^3)

h : 土被り (m)

(4)境界条件のモデル化

a)坑口側の境界条件

坑口側端のライニングリングは, 図-5.15 に示したように剛な境界からばね kl とばね kg で接続されているものとする.

b)切羽側の境界条件

実施工では, 内型枠の切羽側端部はシールドテール部で拘束されている. そこで, 本モデルでは切羽側先端の内型枠は, ばね $ku0$ で x 軸, y 軸方向に支えられていると仮定する.

図-5.17 のように, 内型枠先端は妻型枠を介してシールドと接し, その位置が反力の支点となる. 一方, シールドは全長で地盤と接し, 地盤ばねの反力を受けている. シールドが水平または鉛直に微小量 δ だけ変位した場合のモーメントのつり合いから, マシンテール部で内型枠先端を支持するばね $ku0$ とライニング-地盤間半径方向ばね kg との関係が式(5.17)で表されると仮定する. モーメントの中心は $m-3$ リングの切羽端とする.

$$\frac{L_m}{b} \cdot L_s \cdot kg_{\theta} \cdot \delta = L_r \cdot ku0_x \cdot \delta \quad (5.17)$$

$$\frac{ku0_x}{kg_{\theta}} = \frac{L_m \cdot L_s}{L_r \cdot b} \quad (5.18)$$

式(5.17)を変形することにより, 式(5.18)が得られる. 式(5.18)に, 以下に示す三本木原トンネルでのシールドの寸法を代入して計算した結果, 式(5.19)のように, ばね $ku0$ はばね kg の約 20 倍の大きさとなる.

三本木原トンネルでの実績より,

マシン長さ : $L_m=10.57(\text{m})$

内型枠支点距離 : $L_r=3.2(\text{m})$

地盤ばね反力距離 : $L_s=7.6(\text{m})$

リング幅 : $b=1.2(\text{m})$

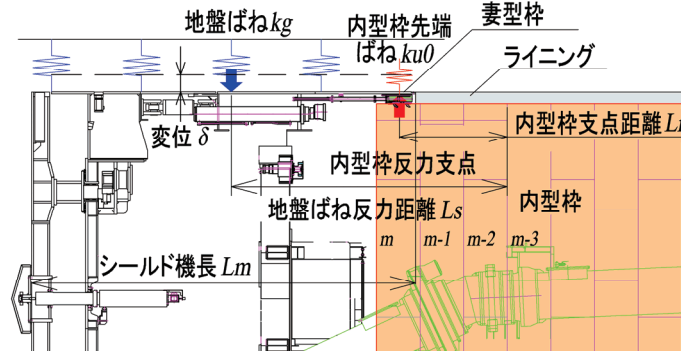


図-5.17 内型枠先端ばねの設定方法

$$ku_{0x} = ku_{0y} = 20kg_{\theta} = \frac{20 \cdot E_g \cdot L \cdot b}{(1 + \nu) \cdot D/2} \quad (5.19)$$

また、内型枠の切羽から3リングにあたる $m \sim m-2$ リングの節点座標の x, y 軸方向変位量 u_{ij} , v_{ij} は、 $m-3$ リングの各節点の変位量の平均値になると仮定する。すなわち、 $m \sim m-2$ リングの内型枠リング節点の変位量は式(5.20)、式(5.21)で表されるものとする。

$$u_{i,m} = u_{i,m-1} = u_{i,m-2} = 1/n \cdot \sum_{i=1}^n u_{i,m-3} \quad (5.20)$$

$$v_{i,m} = v_{i,m-1} = v_{i,m-2} = 1/n \cdot \sum_{i=1}^n v_{i,m-3} \quad (5.21)$$

(5) 施工条件のモデル化

- 1) シールドの体積と重量から計算した単位体積重量は、実際には地盤の単位体積重量に比べ若干大きい、ここでは簡単のためシールドと地盤の単位体積重量は同じとし、シールド通過に伴う鉛直荷重は見かけ上、作用しないものとする。
- 2) 1リングの標準施工時間は3時間とし、ライニングの弾性係数と強度を増加させながら1リングごとに逐次計算を行う。内型枠は16リング後方で脱型され、荷重が作用しないものとする。計算対象を m リングとした場合、 m リングの施工が完了するまで休止時間を考えず連続して施工するものとする。
- 3) 施工実績でコンクリートが9～10時間で強度を発現したことから、コンクリートは、打設後3リング（ $m \sim m-2$ リング）まで液体として挙動し、4リング（ $m-3$ リング）から固体として挙動する。このため、 $m \sim m-2$ リングでは、打設圧力が直接内型枠に作用する。
- 4) ライニングの弾性係数の増加にともない、ジャッキ推力は内型枠からライニングに徐々に伝達される。本モデルでは、任意の j リングに作用する z 軸方向荷重 F は j リングのライニングの掘進ばね値 $kl(j)$ と内型枠の掘進ばね値 ku の比で式(5.22)、式(5.23)のように内型枠への荷重 Fu とライニングへの荷重 Fl に分配されるものとする。

$$Fu(j) = \frac{ku}{kl(j) + ku} F(j) \quad (5.22)$$

$$Fl(j) = \frac{kl(j)}{kl(j) + ku} F(j) \quad (5.23)$$

ライニングが硬化してばね値が変化するにつれて、内型枠とライニングに作用するジャッキ推力と摩擦力の割合が変化する．内型枠に载荷されたジャッキ推力が摩擦力とつり合って消滅する過程 a)～e) を図-5.18 に示し、順番に再度説明する．

- 切羽 1 リング目の内型枠に载荷されたジャッキ推力はライニングが硬化するまでの間、内型枠のみに伝達される．
- ライニングが硬化すると、ライニングのばね値の大きさに応じて内型枠の軸力が伝達される．伝達される軸力の大きさは式(5.22)、式(5.23)で計算できるものとする．
- ライニングと地盤の間に摩擦力が作用し、ライニングと内型枠に伝達されるジャッキ推力が減少する．摩擦力の大きさは式(5.15)のように、ライニングの弾性係数と切羽からの距離に比例するものと仮定する．
- 内型枠脱型後は、作用していた掘進方向軸力はすべてライニングで受けもたれる．
- 摩擦力は、コンクリートの強度が発現する $m-3$ リングからライニングに作用し、摩擦力が作用する区間長は、摩擦力の合計が推力と一致するまでの距離とする．

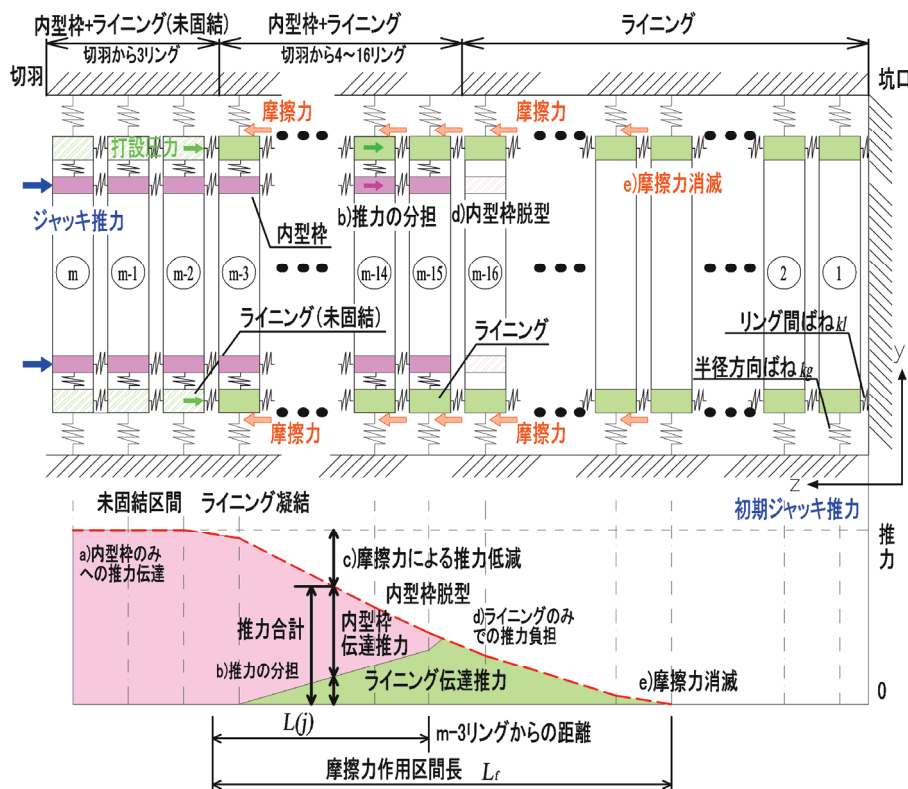


図-5.18 掘進方向推力伝達模式図

5.3.2 つり合い式の誘導

(1)八角形リングの各頂点でのつり合い式

節点 i における力のつりあいは、図-5.19 のように、各要素の軸力 N_i とせん断力 Q_i を用いて式(5.24)と式(5.25)で表される。以下の数式の誘導で、軸力や軸方向応力は引張を正、曲げモーメントは時計回りを正とする。

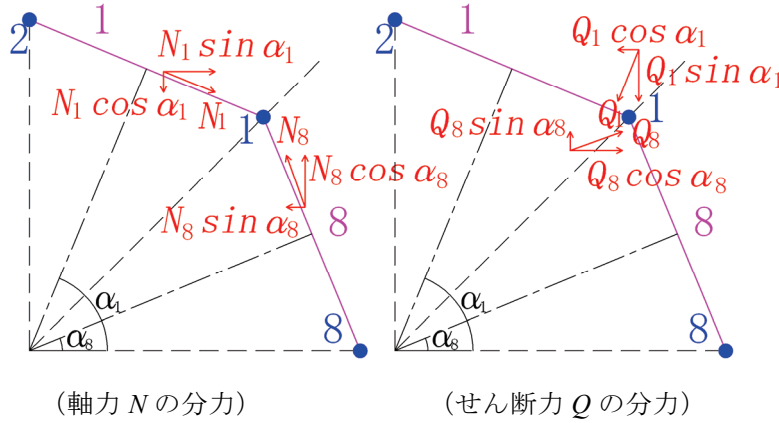


図-5.19 八角形リング頂点での力のつりあい

x 軸方向

$$-Q_i \cos \alpha_i + Q_{i-1} \cos \alpha_{i-1} + N_i \sin \alpha_i - N_{i-1} \sin \alpha_{i-1} = F_x \quad (5.24)$$

y 軸方向

$$-Q_i \sin \alpha_i + Q_{i-1} \sin \alpha_{i-1} - N_i \cos \alpha_i + N_{i-1} \cos \alpha_{i-1} = F_y \quad (5.25)$$

ここで、 F_x と F_y は節点 i に作用する x 軸方向、 y 軸方向の外力である。

節点 i まわりのモーメントのつり合い式とあわせ、各節点に対し、3つの式が得られる。

$$M_i^r + M_{i-1}^l = 0 \quad (5.26)$$

式(5.24)～式(5.26)の部材力 Q, M, N は、たわみ角法⁵⁾により、一般に式(5.27)～式(5.31)で表される。ここで、

θ_i : 節点 i でのたわみ角(Rad)

R_i : 要素 i の回転角(Rad)

E : 要素の弾性係数(kN/m²)

I : 断面二次モーメント(m⁴)

A : 断面積(m²)

l : 1 辺の長さ(m)

u_i, v_i : 各節点の x 軸方向、 y 軸方向の変位量(m)

$$Q_i = -\frac{6EI}{l^2}(\theta_i + \theta_{i+1} - 2R_i) \quad (5.27)$$

$$M_i^l = \frac{2EI}{l}(2\theta_i + \theta_{i+1} - 3R_i) \quad (5.28)$$

$$M_i^r = \frac{2EI}{l}(\theta_i + 2\theta_{i+1} - 3R_i) \quad (5.29)$$

$$N_i = -\frac{EA}{l}(-u_i \sin \alpha_i + v_i \cos \alpha_i + u_{i+1} \sin \alpha_i - v_{i+1} \cos \alpha_i) \quad (5.30)$$

$$R_i = \frac{1}{l}(u_{i+1} \cos \alpha_i + v_{i+1} \sin \alpha_i - u_i \cos \alpha_i - v_i \sin \alpha_i) \quad (5.31)$$

(2)リング平面のつり合い式

ばね値 k のばねで接合された八角形リング平面の z 軸方向の力, y 軸周りのモーメント, x 軸周りのモーメントのつり合いから式(5.32)～式(5.34)が得られる.

$$\sum kw_i - F_z = 0 \quad (5.32)$$

$$\sum kx_i w_i - M_y = 0 \quad (5.33)$$

$$\sum ky_i w_i - M_x = 0 \quad (5.34)$$

ここで,

w_i : 各節点の z 方向変位(m)

x_i, y_i : 各節点の xy 座標(m)

F_z : 八角形リングに外力として作用する z 方向荷重(kN)

M_x, M_y : x 軸周りモーメント(kN・m), y 軸周りモーメント(kN・m)

以上より, 式(5.24)～式(5.26)で 24 個の式, 式(5.32)～式(5.34)で 3 個の式, 合計 27 個の式が得られ, 未知数と同数となる. 本モデルでは, 内型枠とライニングのダブルシェル構造のため, m リングの場合, $54m$ 個の式を解くこととなる.

5.3.3 最大・最小主応力の算出

次に、八角形リングの部材に作用する部材力やばね反力から最大最小主応力を算出する方法を説明する。

図-5.20 のように、ライニングの接点は掘進方向にばね kl で接続され、ばね kl は、 z 方向成分と円周方向（ θ 方向）成分を有している。ここで、 j リングの要素 i は、節点 i と節点 $i+1$ でそれぞれ坑口側と切羽側の 2 方向にばね kl で接続されており、円周方向（ θ 方向）には、ばね反力($f_{\theta 1}(i), f_{\theta 1}(i+1), f_{\theta 2}(i), f_{\theta 2}(i+1)$)が、 z 方向には、ばね反力($f_{z1}(i), f_{z1}(i+1), f_{z2}(i), f_{z2}(i+1)$)が作用している。ここで、 j リング節点 i の切羽側に作用する円周方向ばね反力は $f_{\theta 1}(i)$ で表し、坑口側に作用する円周方向ばね反力は $f_{\theta 2}(i)$ で表している。

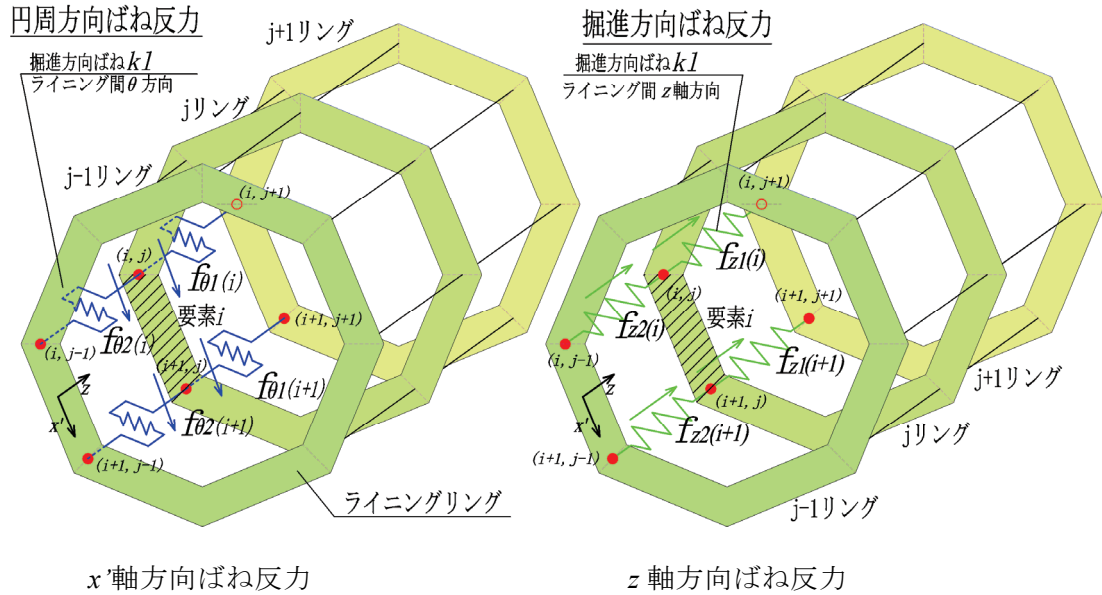


図-5.20 ばね反力の考え方

以下で、図-5.21 に示している j リングの要素 i に発生する応力を導く。

まず、要素 i に部材力 M_i, N_i が作用している場合、要素内面の部材軸方向の縁応力 $\sigma_{\theta in}$ は式(5.35)で表される。

$$\sigma_{\theta in} = \frac{N_i}{A_{\theta}} - \frac{M_i}{I} \cdot \frac{t}{2} \quad (5.35)$$

ここで、

A_{θ} : 要素の断面積(m^2) (図-5.21 参照)

I : リング円周方向断面の断面二次モーメント($kN \cdot m$)

t : ライニングの桁高(m)

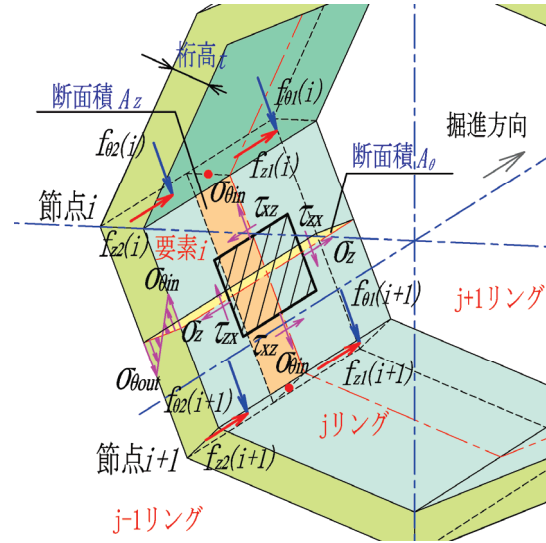


図-5.21 主応力算出の考え方

要素 i の中点に作用する z 軸方向の直応力 σ_z は、図-5.21 に示すように、要素 i に作用する 4 つの z 軸方向のばね反力 ($f_{z1}(i), f_{z1}(i+1), f_{z2}(i), f_{z2}(i+1)$) の平均値、すなわち、式(5.36)で表されるものと仮定する。

$$\sigma_z = \frac{f_{z1}(i) + f_{z1}(i+1) - f_{z2}(i) - f_{z2}(i+1)}{4A_z} \quad (5.36)$$

一方、ライニング要素に作用するせん断応力 τ_{zx} ($= -\tau_{xz}$) は、式(5.37)のように、 θ 軸方向のばね反力に由来する成分と z 軸方向のばね反力に由来する成分の和で表す。前者は θ 軸方向のばね反力 ($f_{\theta 1}(i), f_{\theta 1}(i+1), f_{\theta 2}(i), f_{\theta 2}(i+1)$) で、せん断応力が正になる方向に足し合わせた平均値である。ここで、掘進方向に直交する切羽側の面に対し、時計周りに作用するせん断応力を正とする。

同様に、後者は z 軸方向のばね反力 ($f_{z1}(i), f_{z1}(i+1), f_{z2}(i), f_{z2}(i+1)$) をせん断応力が正になるように平均した値である。

$$\begin{aligned} \tau_{zx} = & \frac{f_{\theta 1}(i) + f_{\theta 1}(i+1) - f_{\theta 2}(i) - f_{\theta 2}(i+1)}{4A_z} \\ & + \frac{-f_{z1}(i) + f_{z1}(i+1) - f_{z2}(i) + f_{z2}(i+1)}{4A_\theta} \end{aligned} \quad (5.37)$$

A_z : リング横断面の 1 要素あたりの断面積 (図-5.21 参照)

また、内型枠に生じる掘進方向応力は、内型枠の z 方向ばね反力 ($f_{zu1}(i), f_{zu1}(i+1), f_{zu2}(i), f_{zu2}(i+1)$) を用いて式(5.38)で計算する。

$$\sigma_{zu} = \frac{f_{zu1}(i) + f_{zu1}(i+1) - f_{zu2}(i) - f_{zu2}(i+1)}{4A_{zu}} \quad (5.38)$$

ライニングに生じる最大主応力 σ_{max} と最小主応力 σ_{min} は, 図-5.22 に示すモールの応力円により $\sigma_{\theta in}$, σ_z , τ_{zx} から, 式(5.39), 式(5.40)で計算される.

$$\sigma_{max} = \frac{1}{2}(\sigma_{\theta in} + \sigma_z) + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{\theta in} - \sigma_z}{2}\right)^2 + \tau_{zx}^2} \quad (5.39)$$

$$\sigma_{min} = \frac{1}{2}(\sigma_{\theta in} + \sigma_z) - \sqrt{\left(\frac{\sigma_{\theta in} - \sigma_z}{2}\right)^2 + \tau_{zx}^2} \quad (5.40)$$

また, 主応力の発生する方向 θ は, 式(5.41)で計算され, 図-5.22 の応力状態の場合, x 軸方向から時計周りに θ だけ回転した方向に最大主応力 σ_{max} が生じる. クラックは最大主応力がライニングの許容引張耐力を上回った場合に生じ, 最大主応力に直角な最小主応力作用方向に発生する.

$$\theta = \frac{1}{2} \cdot \tan^{-1} \left(\frac{2 \cdot \tau_{zx}}{\sigma_{\theta in} - \sigma_z} \right) \quad (5.41)$$

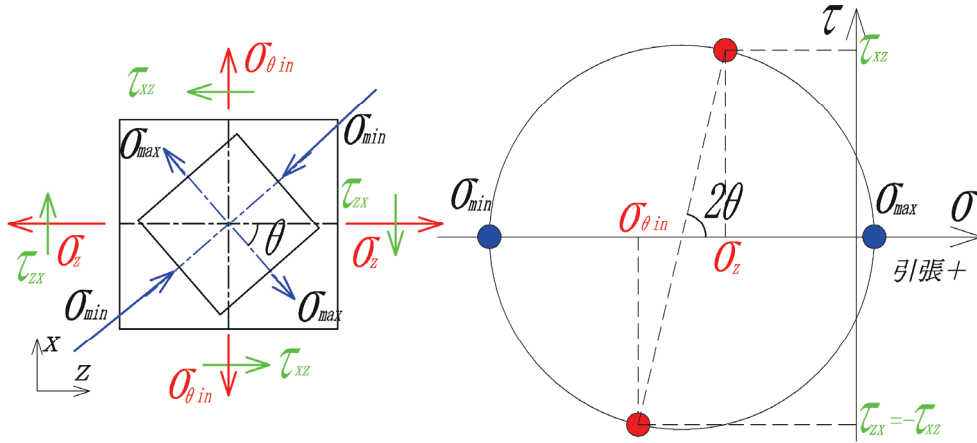


図-5.22 モールの応力円

5.4 解析モデルの妥当性の検証

前項で説明したモデルの妥当性を確認するために、条件を単純化して解析した結果を検証した。

5.4.1 片もち梁の変形に関する検証

ライニング掘進方向ばね kl と内型枠掘進方向ばね ku とライニングと内型枠間のばね kj で 2 種類の八角形リングを接続した図-5.25 のようなダブルシェル構造の片持ち梁モデルを考える。この片持ち梁モデルの先端にモーメントを作用させて計算値と理論値を比較することにより、トンネルの掘進方向ばねによる曲げ剛性の妥当性を確認する。

計算結果を理論解と単純に比較するため、このモデルでは、コンクリートの弾性係数は一定とし、経時的な変化は考えない。また、ライニングや内型枠の自重も無視する。

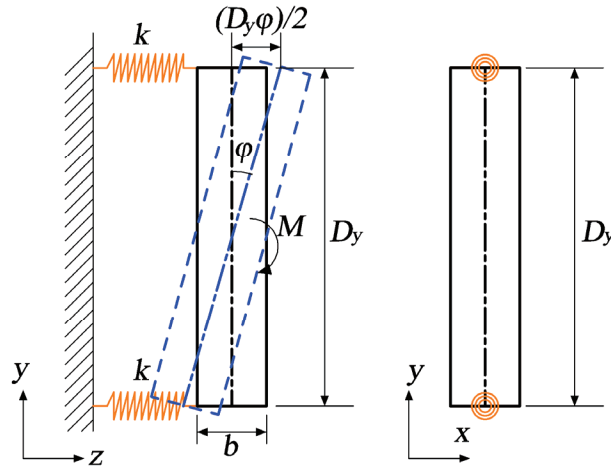


図-5.23 両端をばねで接続した梁の曲げ剛性

図-5.23 のように、上下をばね値 k のばねで固定した長さ D_y の梁にモーメント M を作用させると回転角 ϕ が生じる。この場合、各変数には式(5.42)が成り立つ。

$$M = \frac{1}{2} k D_y^2 \phi \quad (5.42)$$

また、梁の理論より EI と M の関係は 1 リング幅 b を用いて式(5.43)で表され、式(5.42)より式(5.44)が得られる。

$$\frac{M}{EI} = \frac{d\phi}{dz} = \frac{\phi}{b} \quad (5.43)$$

$$EI = \frac{1}{2} k D_y^2 b \quad (5.44)$$

図-5.24 に示す八角形リングの場合、長さ D と長さ $D/\sqrt{2}$ の梁を合成した構造であり、式(5.45)で曲げ剛性は計算される。

$$EI = \frac{1}{2} k \cdot D^2 \cdot b + 2 \cdot \frac{1}{2} k \cdot \left(\frac{D}{\sqrt{2}} \right)^2 \cdot b = k \cdot D^2 \cdot b \quad (5.45)$$

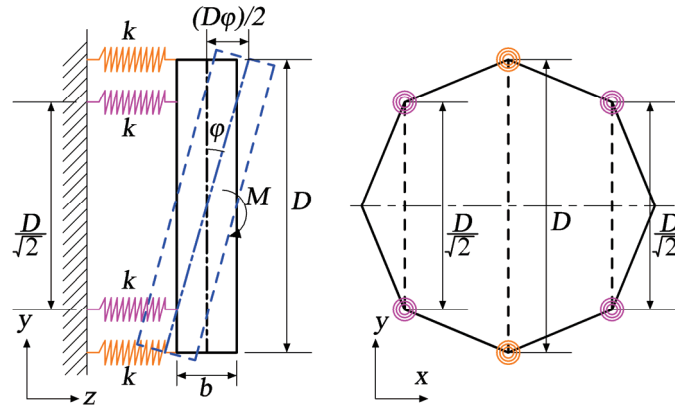


図-5.24 節点をばねで接続した八角形リングの曲げ剛性

さらに、ライニングと内型枠のダブルシェル構造の場合は、曲げ剛性 EI は式(5.46)で表わされる。これにより、モーメントが作用した場合のたわみ曲線の理論値を求めることができる。

$$EI = klD^2b + kuDu^2b \quad (5.46)$$

ここで、 Du ：内型枠の直径(m)

図-5.25 に示す、20 リングのダブルシェル構造のリングをばねで接続したモデルを作成し、先端にモーメント M のみを作用させた。

図-5.26 は、計算値と式 (5.46) の曲げ剛性を有する梁の理論値と比較した結果である。図のように、計算値と理論値はほぼ一致しており、トンネル掘進方向のばねで接続したモデルによって、梁の曲げ剛性を表現できていることが確認できた。

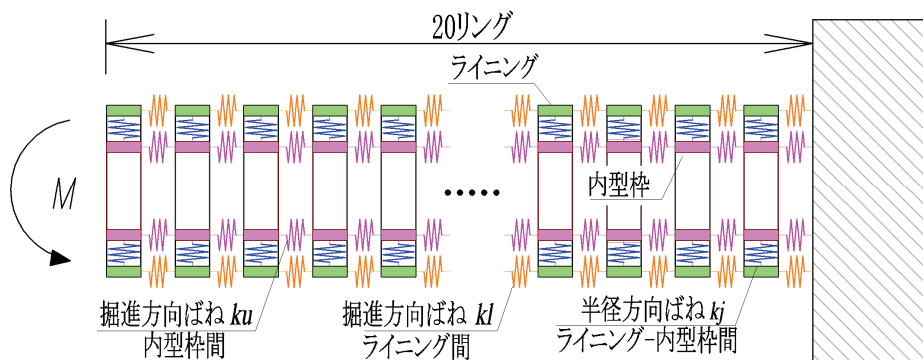


図-5.25 八角形リングを用いた片持ち梁モデル

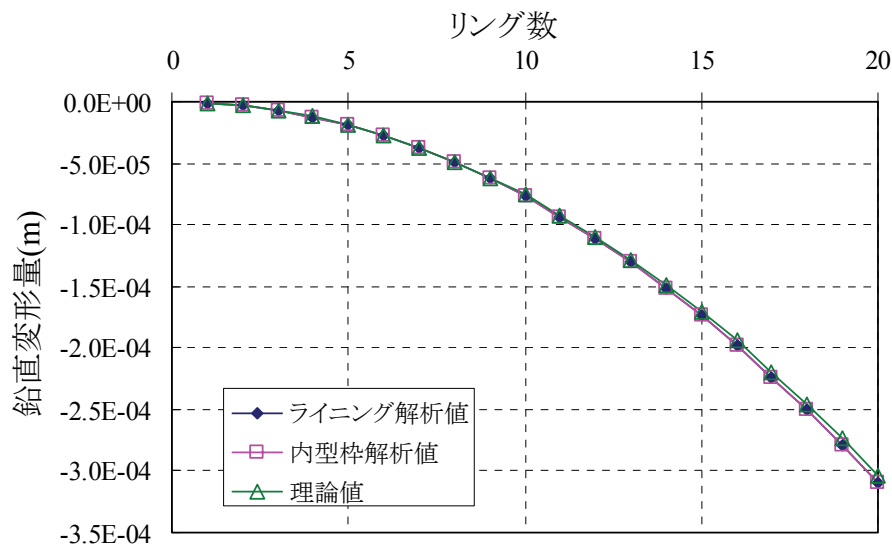


図-5.26 解析結果（片持ち梁モデルと理論値）

5.4.2 ジャッキ推力伝達に関する検証

施工では、内型枠に作用するジャッキ推力がコンクリートの凝結と内型枠の脱型を通じて、内型枠からライニングに伝達される。本モデルでもこの現象を再現できることを確認するため、ジャッキ推力のみを載荷して推力の伝達状態を確認する。

計算モデルは 5.3 節で説明したものと同じで、ばねによる接続、コンクリート強度の経時的な変化を考えるが、荷重として自重と土圧は考えず、内型枠に作用するジャッキ推力と地盤とライニング間の摩擦力のみを考える。計算条件は表-5.3 のとおりである。

表-5.3 ジャッキ推力伝達計算の条件

ライニング リング数	リング	60	土被り	m	—
内型枠 リング数	リング	16	地盤の 弾性係数	kN/m ²	1.0E+05
地盤とライニング の摩擦係数		0.35	推力	kN	40,000
地盤のポアソン比		0.45	ジャッキ選択		全数

図-5.27 は、各リングのライニングと内型枠に作用するトンネル掘進方向の軸力を示している。図のように、切羽で内型枠に作用した軸力は、ライニングの強度が発現するにつれてライニングに伝達される。また、ライニングと地盤との摩擦力によって内型枠とライニングの軸力がともに減衰する。45 リングで内型枠が脱型された後は、ライニングに摩擦力のすべてが作用するが、作用した摩擦力の合計と推力が一致した時に摩擦力の作用が停止し、軸力の減衰が止まる。このとき、ライニングの軸力は 0 となる。

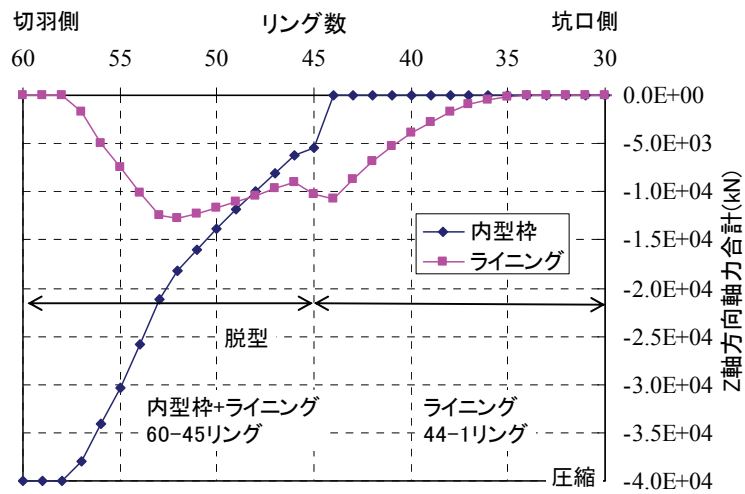


図-5.27 推力伝達状況（地盤とライニング間の摩擦力を考慮する）

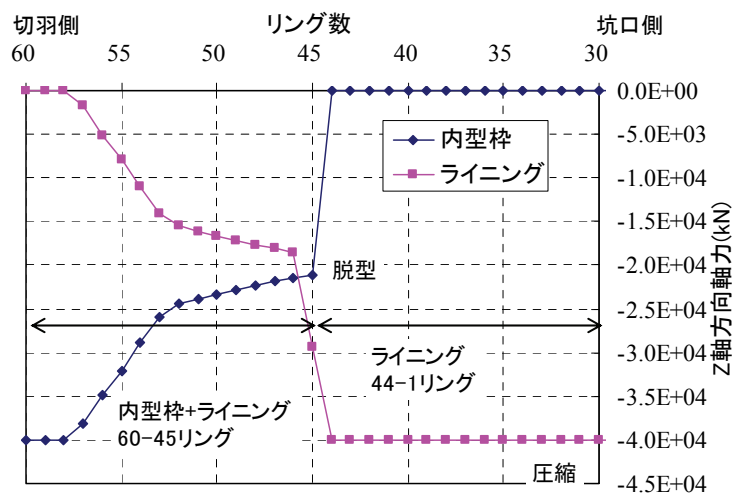


図-5.28 推力伝達状況（地盤とライニング間の摩擦力を考慮しない）

比較のため、図-5.28 に摩擦力を考慮しなかった場合の計算結果を示す。図のように、地盤とライニング間の掘進方向摩擦力を考慮しない場合、ライニングの硬化とともに内型枠からライニングへ、そのまま、推力が伝達されるため、内型枠脱型後も、載荷された40,000kNのジャッキ推力がそのままライニングに残っている。

図-5.27 と図-5.28 は、30 リングより坑口側では軸力の変化がないため省略している。

5.5 解析リング数の設定

5.5.1 検討条件のまとめ

解析を実施するリング数の解析結果への影響を確認するため、解析リング数を 40, 60, 80, 100 リングの 4 パターンに変化させ、試計算を行った。

その他の解析条件は、三本木原トンネルでの平均的な施工条件を参考に、表-5.4 のように設定した。また、1 リングの掘進と内型枠組立脱型に要する時間は 3 時間とした。コンクリートの強度と弾性係数の値は経過時間によって変化する。ここでは、図-5.10, 図-5.11 で示した三本木原トンネルのコンクリート室内試験結果の測定値を使用し、測定値の間は直線で補完して各リングでの強度と弾性係数を設定した。

表-5.4 基準ケースの計算条件

解析ケース		i	ii	iii	iv
ライニングリング数	リング	40	60	80	100
内型枠リング数	リング	16			
地盤とライニングの摩擦係数		0.35			
地盤のポアソン比		0.45			
土被り	m	20			
地盤の弾性係数	kN/m ²	1.0E+05			
推力	kN	40,000			
ジャッキ選択		全数			

5.5.2 解析結果と傾向

解析リング数を 40, 60, 80, 100 リングの 4 パターンに変化させて計算した結果を図-5.29 ～図-5.32 に示す。各図には、13 個のグラフが示されている。これらは、所定の解析リング数となるまで繰り返し計算を行い、その結果得られた掘進完了時での断面力や応力、変位量の分布を示したものである。以下にそれぞれの計算値の傾向と解析リング数を与える影響について記述する。

(1)最大主応力・最小主応力方向

各図の(1)にライニングの側面図に、各要素での最大主応力 σ_{max} と最小主応力 σ_{min} の大きさと方向をライニング側面図の上に線分で表す。最大主応力と最小主応力の大きさは式(5.39)と式(5.40)で、方向は式(5.41)で計算される。主応力の大きさは線分の長さで表し、赤色は最大主応力が引張の場合、ピンクは最大主応力が圧縮の場合、青は最小主応力（常に圧縮）が作用していることを示す。また、作用方向は、線分の向きで示す。この図において、最大主応力がライニングの引張強度を上回った場合にはクラックが発生し、その方向は最小主応力方向となる。

解析によると、解析リング数に関係なく以下の事項が共通している。

- a) 最小主応力方向はすべてのパターンで切羽下向きとなっている。
- b) 最小主応力は、切羽から徐々に大きくなり、脱型位置付近で最大となる。これは、内型枠に作用していた掘進方向と円周方向の圧縮力がライニングに徐々に伝達されるためである。
- c) 最大主応力は、スプリングラインの要素 3,4 が天端や下端の要素 2,5 に比べて大きく、スプリング付近でクラックが発生しやすいことを示している。ただし、(13) 安全指数で説明するように、最大主応力がコンクリート引張強度よりも大きくなることはなく、クラックが発生する結果になっていない。

(2)曲げモーメント M

各図の(2)に、トンネルを構成する要素に作用する曲げモーメント M のグラフを示す。ここでは、要素がトンネル外側にはらみ出すモーメントを正の値、トンネル内側にはらみ出すモーメントを負の値で表している。計算結果から以下のことが確認できる。

- a) ライニングに作用する曲げモーメントは、スプリングラインより下の要素 4,5 では負の値、要素 2, 3 では正の値となり、上方の要素ほど曲げモーメントが大きくなる。
- b) 解析リング数が 80 リング以上のケースでは、切羽から 55 リング目で一定となる。これは、ライニングの剛性が 55 リング目で一定となるためである。

曲げモーメントの大きさは、解析リング数にほとんど影響されず、解析リング数が 60 リング以上であれば、変化の傾向はほぼ同じである。

(3)ライニング円周方向軸力 N

各図の(3)に、ライニングの各要素に作用する円周方向軸力 N のグラフを示す。軸力 N は式(5.30)で計算され、負の場合は圧縮であることを示す。計算結果から以下のことが確認できる。

- a) ライニング円周方向軸力はコンクリート硬化にともなって増加し、特に内型枠の脱型時は内型枠の軸力がライニングに伝達されるため、急激に増加している。
- b) ライニング円周方向軸力は、クラウン側に比べ、インバート側の要素に大きな圧縮力が作用している。これは、インバート部では土被りが大きく、作用する荷重が大きくなるためである。
- c) 解析リング数が 80 リング以上のケースでは、切羽から 55 リング目以降で、円周方向の軸力が一定となる。

円周方向軸力の大きさは、解析リング数の影響がなく、切羽からの距離に応じて同様な変化をする。解析リング数が 60 リング以上であれば、変化の傾向はほぼ同じである。

(4)ライニング内面側最大主応力 σ_{max}

各図の(4)に、ライニングの内面側に発生する最大主応力 σ_{max} のグラフを示す。最大主応力 σ_{max} は式(5.39)で計算され、正の値が引張を示す。計算結果から以下のことが確認できる。

- a) 要素 3,4 のライニング内面側最大主応力は切羽から 6~7 リング目までは、圧縮側に変化するが、その後、引張側に変化し、切羽から 30 リング目付近で最大となる。また、最大主応力は常にスプリング付近の要素 3,4 が要素 2,5 に比べて大きい。
- b) 解析リングが 60 リング以上の場合は、切羽から 30 リング目で最大値となっており、その後ほぼ一定しており、解析リング数による相違はない。
- c) 内型枠を脱型すると、一時的に最大主応力が圧縮側に変化する。これは、内型枠を脱型することにより、内型枠に作用していた円周方向と掘進方向の圧縮力がライニングに伝達されるためである。

(5)ライニング内面側最小主応力 σ_{min}

各図の(5)に、ライニングの内面側に発生する最小主応力 σ_{min} のグラフを示す。最小主応力 σ_{min} は式(5.40)で計算され、負の値が圧縮を示す。計算結果から以下のことが確認できる。

- a) ライニング内面の最小主応力は切羽から脱型まで単調に圧縮側に変化し、脱型後、引張側に変化する。
- b) スプリング付近の要素 3,4 は、要素 2,5 に比べて大きな圧縮側の値を示す。
- c) 切羽から 15 リング目付近で圧縮側への変化が収束し、どの要素もほぼ一定となる。

解析リング数が 60 リング以上であれば、解析リング数に関係なく、最小主応力の変化の傾向はほぼ同じである。

(6)ライニングトンネル掘進方向応力 σ_z

各図の(6)に、ライニングのトンネル掘進方向に生じる直応力 σ_z のグラフを示す。ライニングの掘進方向応力 σ_z は式(5.36)で計算され、負の値が圧縮を示す。計算の結果、以下のことが確認できる。

- a) ライニングの掘進方向応力は、推力が伝達され、切羽から 8 リング目までは圧縮方向に変化する。その後、地山とライニングの間の摩擦力が作用するため、圧縮応力が小さくなる。
- b) 切羽から 25 リングで、摩擦力が推力とつりあい、摩擦力がなくなる。このため、25 リング以降では、各要素の応力の平均値が一定となる。
- c) 各要素の掘進方向応力の値が異なるが、これはライニングのトンネル軸方向に対して曲げモーメントが作用しているためである。

(7)内型枠トンネル掘進方向応力 σ_{zu}

各図の(7)に、内型枠のトンネル掘進方向応力 σ_{zu} のグラフを示す。内型枠の掘進方向応力 σ_{zu} は、式(5.38)で計算され、負の値が圧縮を示す。

- a) 内型枠の掘進方向応力は、切羽から 3 リングの間は、推力をすべて受けもつため、切羽で圧縮応力が最大となる。
- b) ライニングへ推力が伝達され、さらに、摩擦力により圧縮応力が減衰するため、切羽から離れるほど圧縮応力が小さくなる。また、内型枠脱型後は、内型枠に生じていた応力がライニングに伝達され、掘進方向応力は 0 になる。

(8)ライニングトンネル円周方向応力 $\sigma_{\theta in}$

各図の(8)に、ライニングのトンネル円周方向応力 $\sigma_{\theta in}$ のグラフを示す。ライニングの円周方向応力 $\sigma_{\theta in}$ は、式(5.35)で計算され、負の値が圧縮を示す。以下、計算の結果、確認できた事項をまとめる。

- a) ライニングの円周方向応力はライニングが硬化する切羽から3リング目以降で圧縮側に急激に変化する。これは、ライニングの硬化に応じて内型枠から圧縮力が伝達されるためである。
- b) 解析リング数が80リング以上のケースでは、弾性係数が一定となる切羽から55リング目以降では、円周方向応力の値が一定となる。
- c) 円周方向応力は、インバートに近い要素ほど大きな圧縮応力が作用する。これは、インバートの方が、作用する土水圧が大きいためである。

(9)ライニングせん断応力 τ

各図の(9)に、ライニングに生じたせん断応力 τ のグラフを示す。せん断応力は、式(5.37)で計算され、トンネル掘進方向に直角な面に、ライニング内面の微小な要素を時計回りに回転させる方向の力が、作用した場合を正とする。

- a) せん断力は、要素3と4、要素2と5がそれぞれほぼ同じ値となったため、両者のプロットは重なっている。これはスプリング付近の要素3と4のせん断力が、要素2と5の値に比べて、より大きな負の値となる。
- b) ライニング要素2～5の内面に発生するせん断応力は、ライニング硬化後から負のせん断力が増加し、切羽から30リング目付近で最大となり、その後は、ほぼ一定となる。

切羽からのリング数とせん断力の関係は、解析リング数に関わらず、ほぼ同じ傾向である。

(10)ライニング鉛直方向変位

各図の(10)に、ライニング鉛直方向変位量のグラフを示す。ライニング鉛直方向変位量は、ライニングの節点2～6の変位量を示しており、正の値は上向きの変位を示す。

- a) ライニングは、坑口から切羽に向かって、ほぼ一定の傾きで上向きに変位しており、勾配の大きさは、解析リング数に関わらず一定である。
- b) 変位量はインバート部の節点6の値が最も大きく、逆にクラウン部の節点2の変位量が最も小さくなり、ライニングは鉛直方向に縮径するように変形している。

(11)内型枠鉛直方向変位

各図の(11)に、内型枠鉛直方向変位量のグラフを示す。内型枠鉛直方向変位量は、内型枠の節点2～6の鉛直方向の変位量を示しており、正の値は上向きの変位を表す。

- a) 内型枠の鉛直方向変位は、ライニングと同じ傾向であり、坑口から切羽に向かって、ほぼ一定の傾きで上向きに変位する。
- b) 変位量はインバート部の節点6の値が最も大きく、逆にクラウン部の節点2の変

位量が最も小さくなり、内型枠は鉛直方向に縮径するように変形している。

(12)ライニングトンネル掘進方向変位

各図の(12)に、ライニングのトンネル掘進方向変位量のグラフを示す。ライニング掘進方向変位量は、ライニングの節点 2,4,6 のトンネル掘進方向の変位量を示しており、負の値は節点が坑口方向に変位していることを示している。

- a) 各節点はシールドの推力を受けて坑口方向に変位しているが、切羽側では、節点 2 に比べ、節点 6 が坑口側に大きく変位しており、リング面が掘進方向に対し、斜め下向きとなっている。これは、掘進方向にコンクリート打設圧力を受けて、節点 6 の掘進方向荷重が節点 2 に比べて大きいためである。
- b) 切羽側先端のライニングのトンネル掘進方向変位量は、解析リング数に比例して大きくなっているが、リング面が切羽側で下向き、坑口側で上向きとなる傾向は、すべての解析リング数のパターンで一致している。

(13)安全指数 S_f

クラックは、ライニングの引張強度を最大主応力が上回った場合に発生すると考えられる。そこで、最大主応力 σ_{max} と引張強度 σ_t を比較した安全指数 S_f を式(5.47)で定義し、クラックの有無の判定に使用する。安全指数はクラックに対する安全度を示しており、1 以下となることは、ライニングの該当する要素にクラックが発生することを意味する。引張強度は時間によって変化する値であり、式(5.9)より求める。

$$S_f = \sigma_t / \sigma_{max} \quad (5.47)$$

各図の(13)に、安全指数 S_f のグラフを示す。グラフでは、ライニングの要素 2～5 に対する値を示している。解析結果を以下にまとめる。

- a) スプリングライン近くの要素 3,4 の安全指数が小さく、スプリング付近にクラックが発生しやすいことを示している。
- b) 安全指数は、掘進方向応力の引張側への変化とせん断応力の増大により、切羽から 30 リング目付近で急激に低下している。その後、円周方向応力の圧縮側への変化により緩やかに安全指数は増加する。

安全指数の大きさや切羽からのリング数に対する分布は、解析リング数の影響は小さく、特に 60 リング以上のパターンでは、ほぼ同じである。

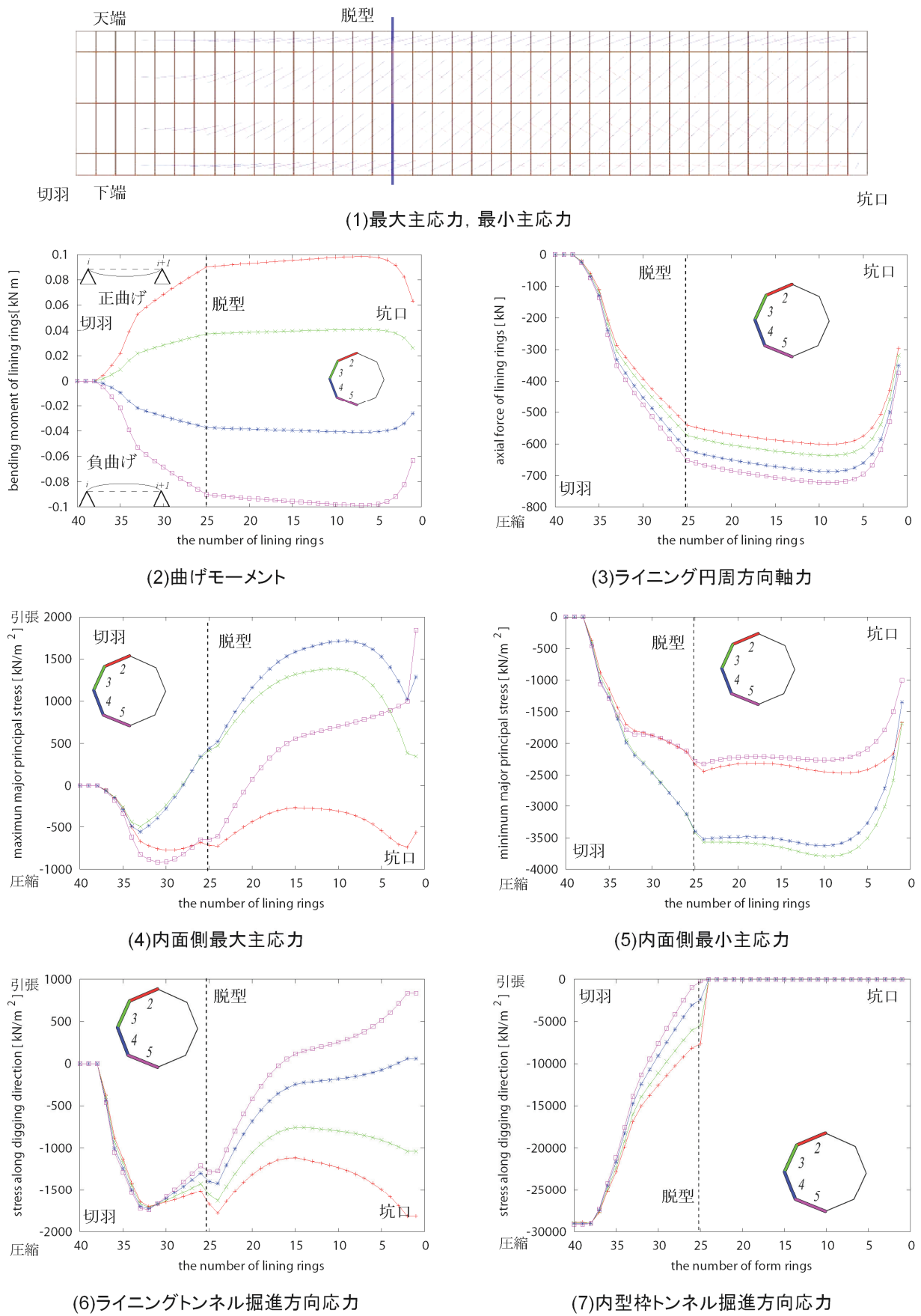
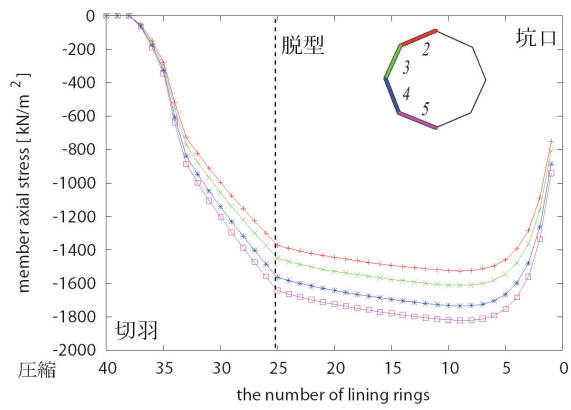
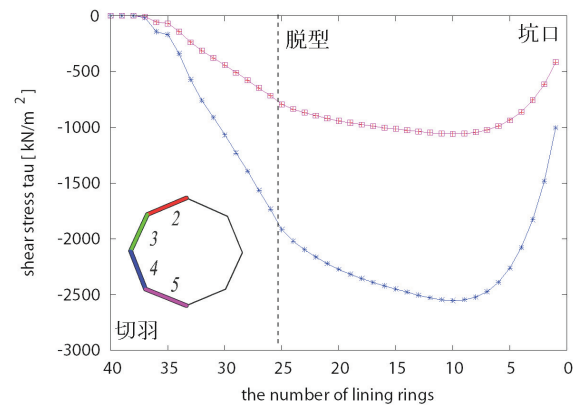


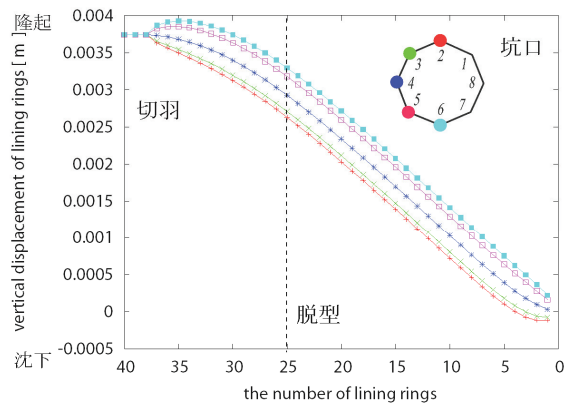
図-5.29 (その1) 解析結果 (解析リング数 40 リング)



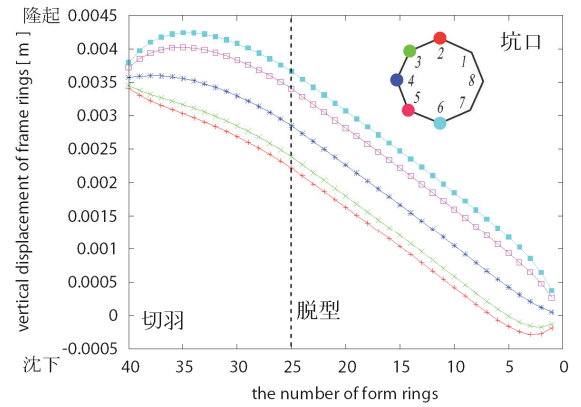
(8)ライニングトンネル円周方向応力



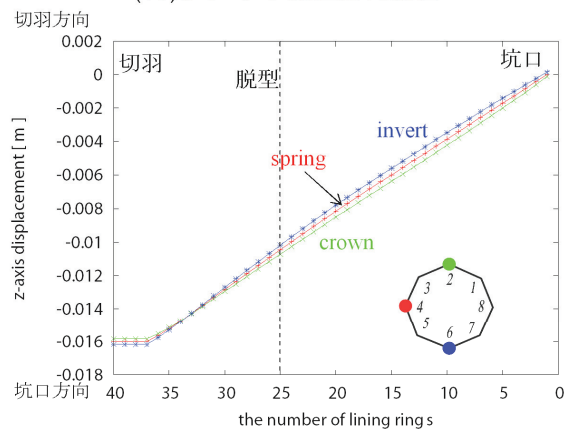
(9)ライニングせん断応力



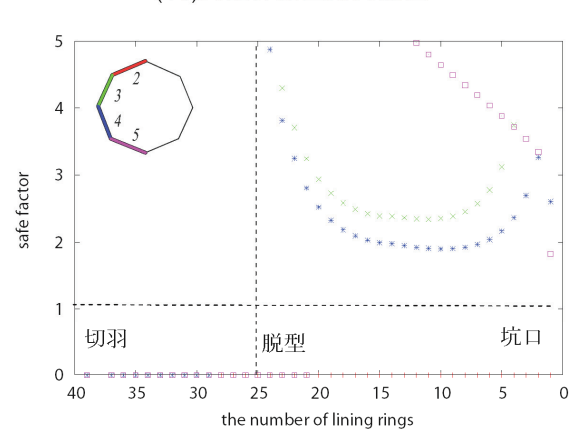
(10)ライニング鉛直方向変位



(11)内型枠鉛直方向変位



(12)ライニングトンネル掘進方向変位



(13)安全指数

図-5.29 (その 2) 解析結果 (解析リング数 40 リング)

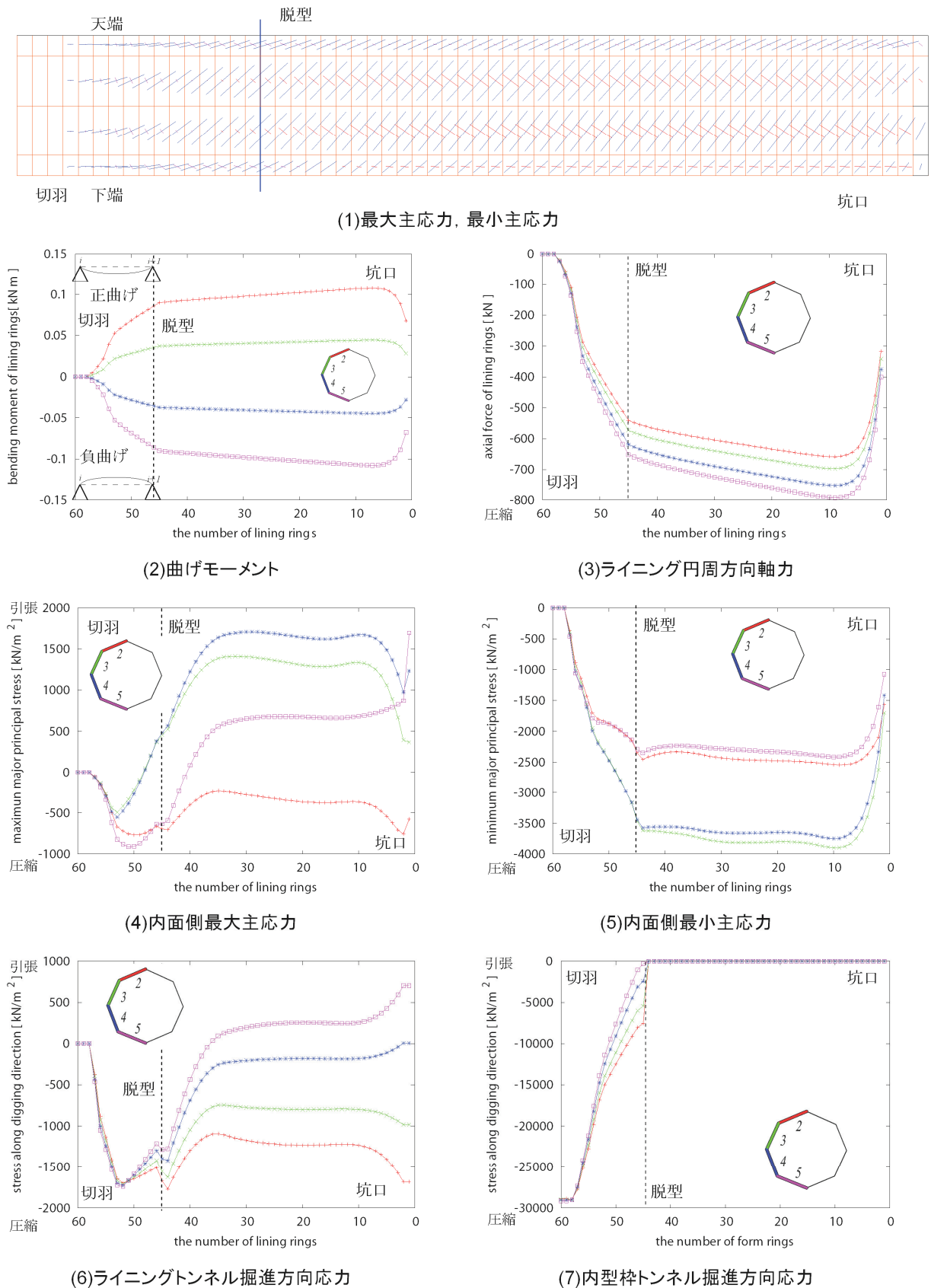
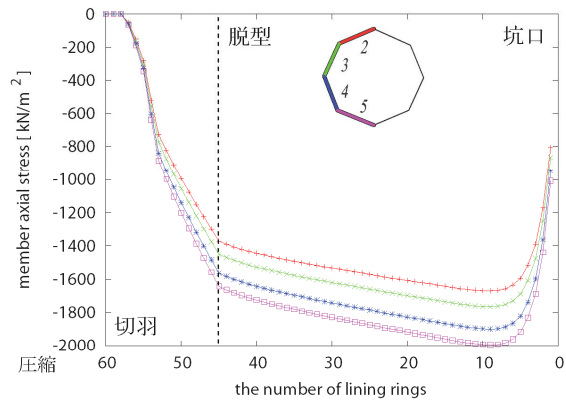
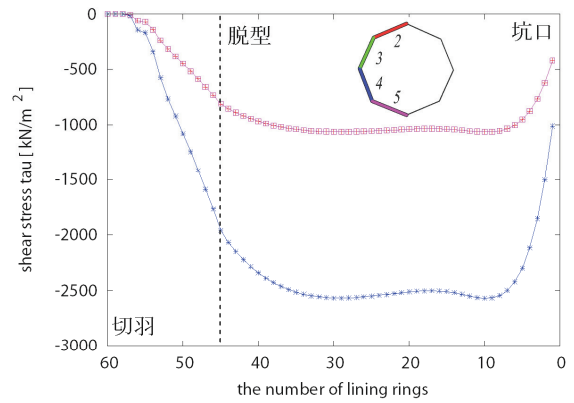


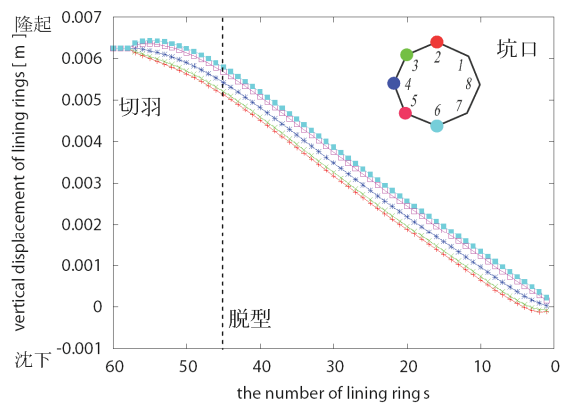
図-5.30 (その1) 解析結果 (解析リング数 60 リング)



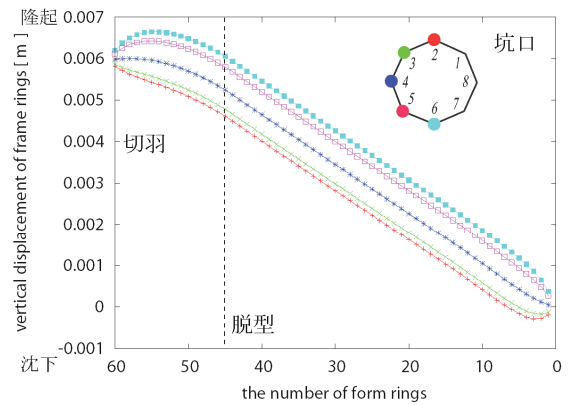
(8)ライニングトンネル円周方向応力



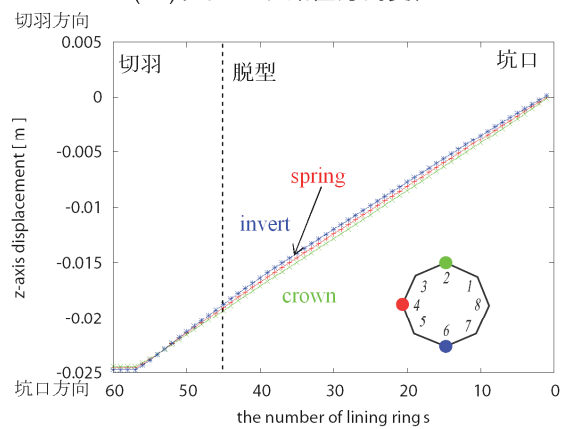
(9)ライニングせん断応力



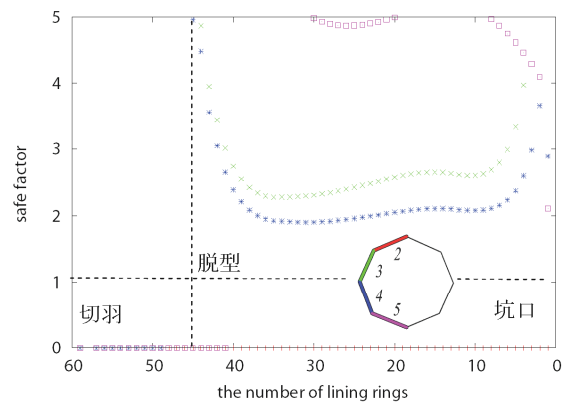
(10)ライニング鉛直方向変位



(11)内型枠鉛直方向変位



(12)ライニングトンネル掘進方向変位



(13)安全指数

図-5.30 (その2) 解析結果 (解析リング数 60 リング)

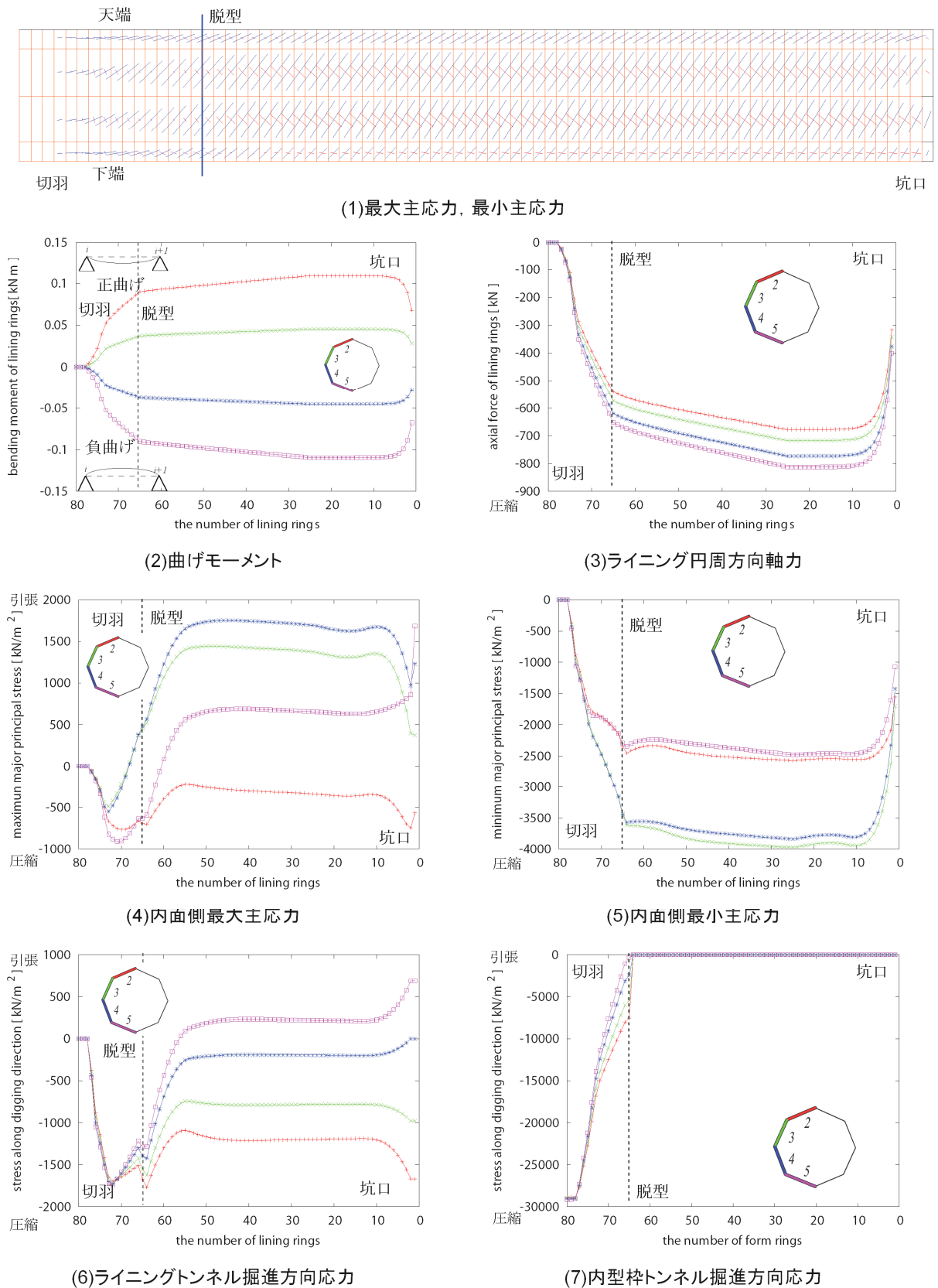
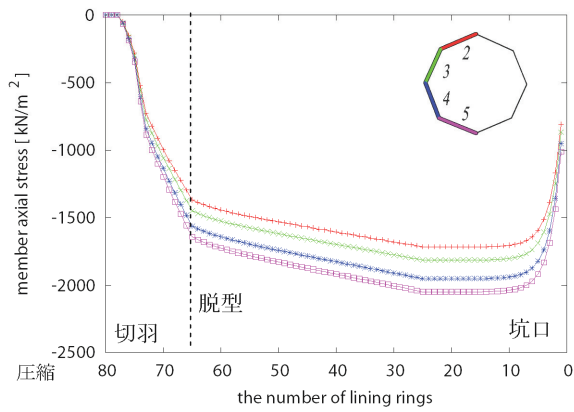
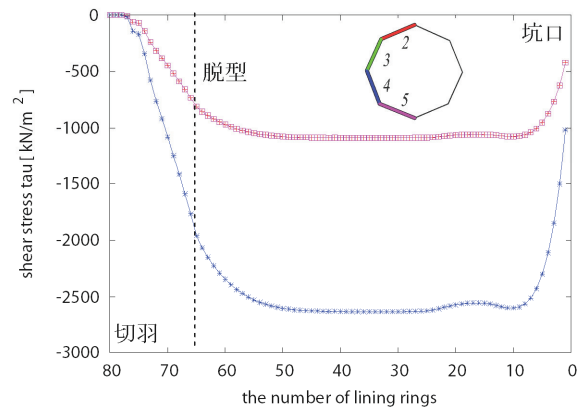


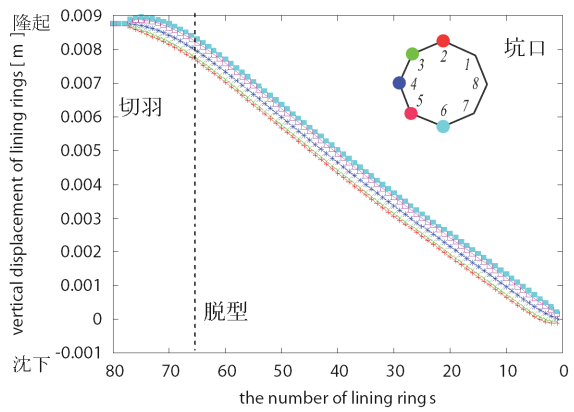
図-5.31 (その1) 解析結果 (解析リング数 80 リング)



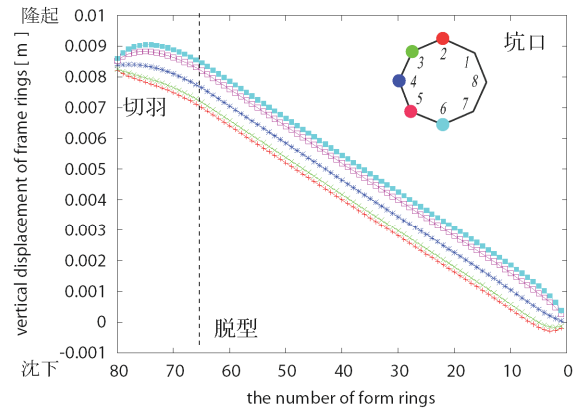
(8)ライニングトンネル円周方向応力



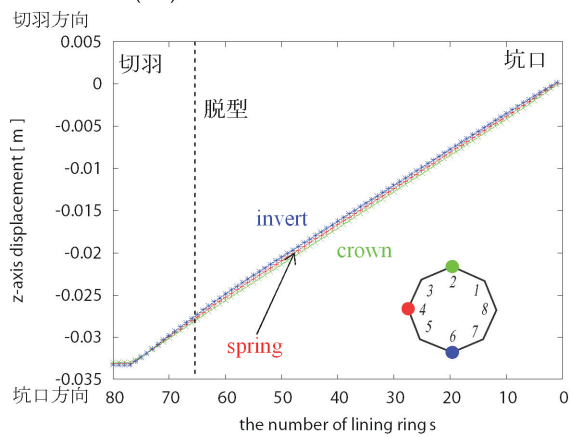
(9)ライニングせん断応力



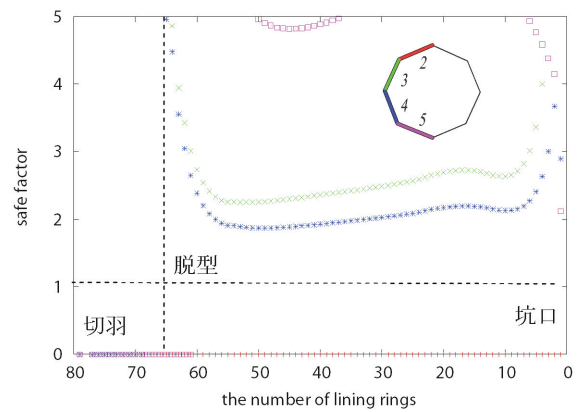
(10)ライニング鉛直方向変位



(11)内型枠鉛直方向変位

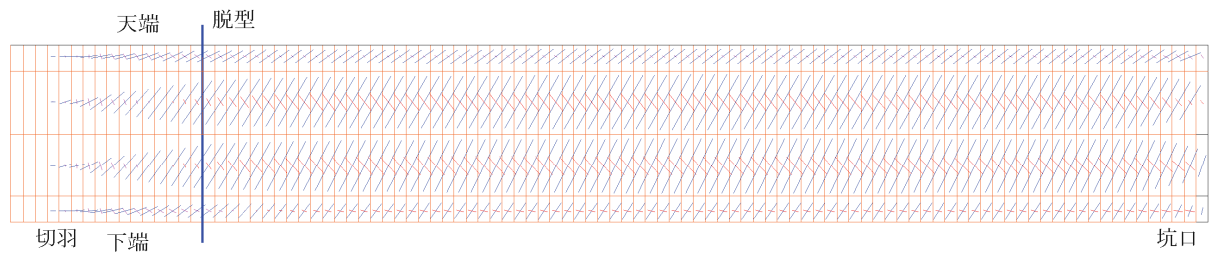


(12)ライニングトンネル掘進方向変位

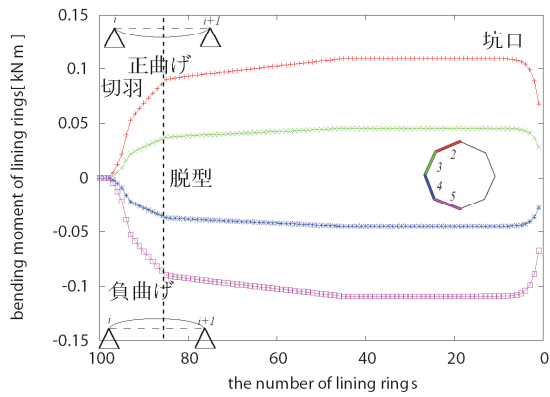


(13)安全指数

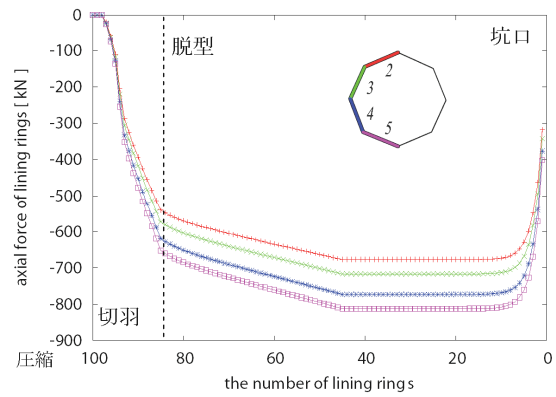
図-5.31 (その2) 解析結果 (解析リング数 80 リング)



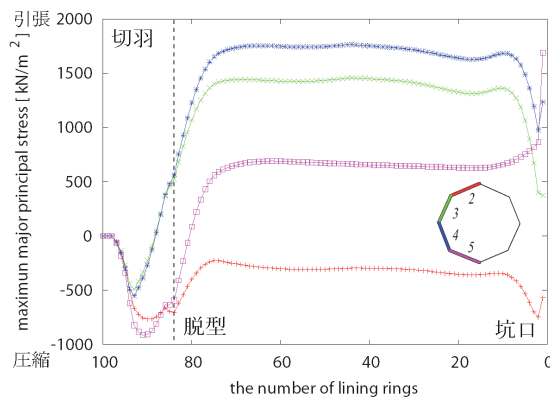
(1)最大主応力, 最小主応力



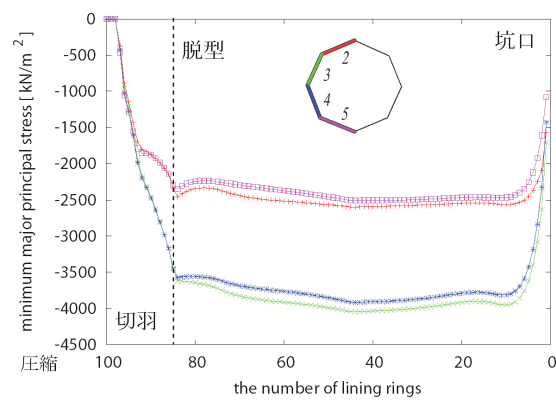
(2)曲げモーメント



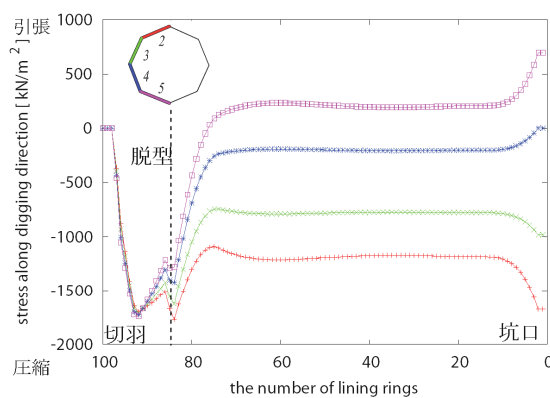
(3)ライニング円周方向軸力



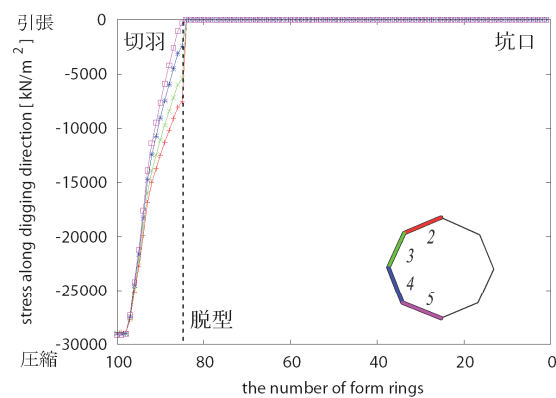
(4)内面側最大主応力



(5)内面側最小主応力

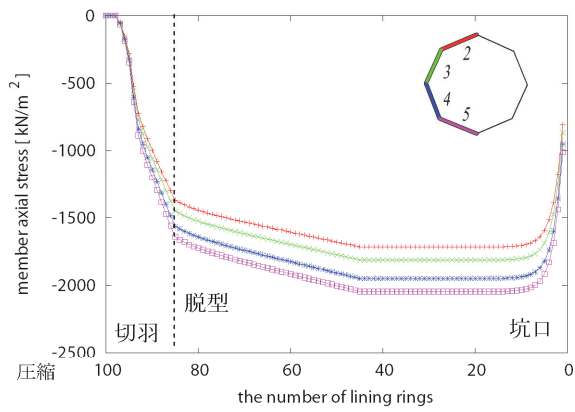


(6)ライニングトンネル掘進方向応力

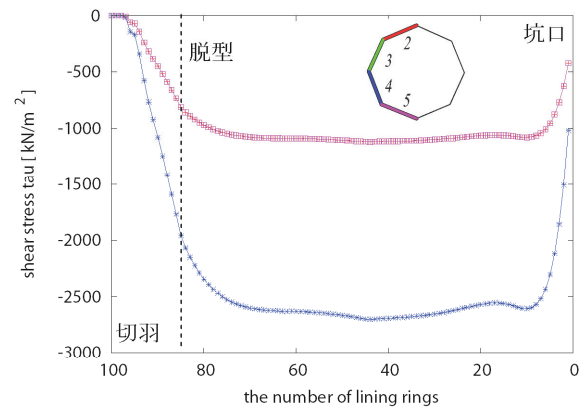


(7)内型枠トンネル掘進方向応力

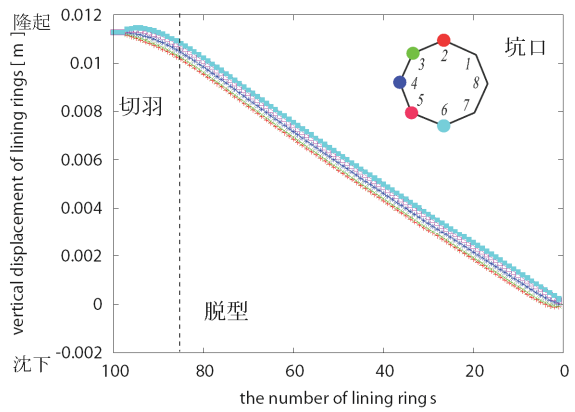
図-5.32 (その 1) 解析結果 (解析リング数 100 リング)



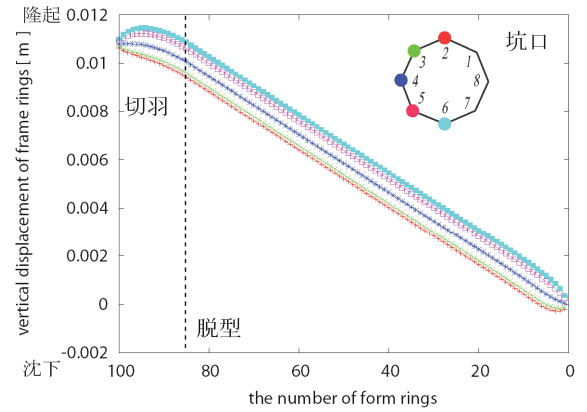
(8)ライニングトンネル円周方向応力



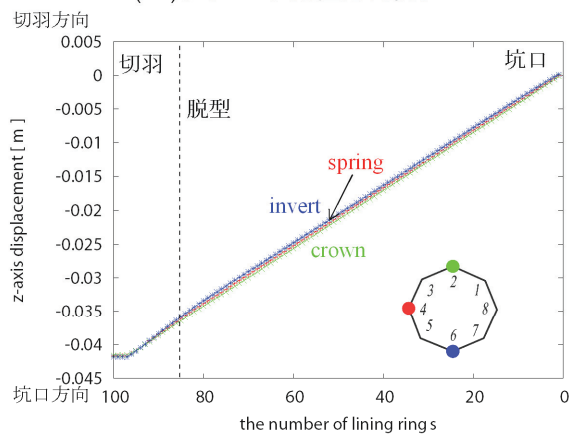
(9)ライニングせん断応力



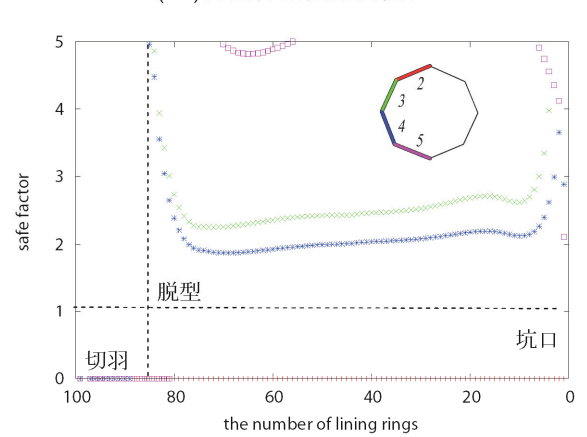
(10)ライニング鉛直方向変位



(11)内型枠鉛直方向変位



(12)ライニングトンネル掘進方向変位



(13)安全指数

図-5.32 (その2) 解析結果 (解析リング数 100 リング)

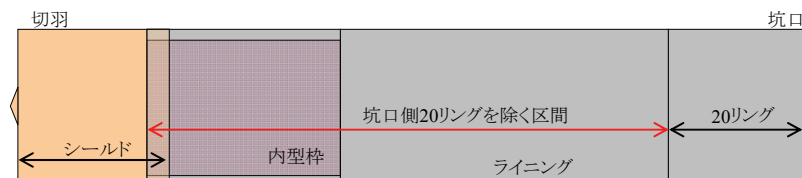
5.5.3 解析リング数の影響

解析リング数を変更して計算した結果を表-5.5 にまとめる．ここでは，ライニングの安全指数と最大主応力の掘進完了時における分布に注目し，全リングから坑口側 20 リングを除いた範囲における最小値，または，最大値を調べた．ここで，坑口から 20 リングの区間を対象から除いているのは，計算結果に対し坑口での境界条件の影響が作用するためである．また，表-5.5 では，ライニングと内型枠の鉛直変位の最大値を示す．各表には，最大値や最小値が発生したリングと要素，もしくは，節点の番号をあわせて表示している．

表-5.5 解析リング数に関する解析結果集計表

ライニング リング数	坑口側20リングを除いた範囲で ライニングの安全率が最も小さいとき				坑口側20リングを除いた範囲で ライニングの最大主応力が最も大きいとき			
	リング数 j	要素 i	安全率	σ_{maxi} (kN/m ²)	リング数 j	要素 i	安全率	σ_{maxi} (kN/m ²)
40	20	4	2.52	1,162	20	4	2.52	1,162
60	31	4	1.90	1,704	29	4	1.91	1,709
80	49	4	1.87	1,743	45	4	1.89	1,753
100	69	4	1.87	1,743	44	4	2.01	1,764

ライニング リング数	ライニングの変位が 最も大きいとき			内型枠の変位が 最も大きいとき		
	リング数 j	要素 i	変位(mm)	リング数 j	要素 i	変位(mm)
40	35	6	3.92	35	6	4.24
60	55	6	6.43	55	6	6.64
80	75	6	8.94	75	6	9.04
100	95	6	11.46	95	6	11.45



これらの結果を図-5.33 と図-5.34 に示した．これらより，以下の事項が確認できる．

- ライニングのクラックに対する安全指数は，切羽から 30 リングで最も小さくなり，その値は，解析リング数が 60 リング以上であれば，概ね一定となる．
- ライニングの要素 4 に発生する最大主応力は，切羽から 30 リング付近まで増加し，その後，ほぼ一定となる．このため，解析リング数を 60 リング以上とした場合，安全指数は，ほぼ同じとなっている．
- ライニングと内型枠の鉛直変位量は，解析リング数に比例して大きくなる．ライニングと内型枠は，切羽から 6 リング目（100 リングの場合，95 リング）の節点 6 で鉛直変位量が最大となる．

これらの結果から，鉛直方向変位量の最大値は解析リング数に比例して増加するが，安

全指数や最大主応力は、解析リング数を 60 リング程度とすれば、ほぼ一定となる。このため、次章以降で本モデルを使用して解析を行う場合、解析リング数を 60 リングとする。

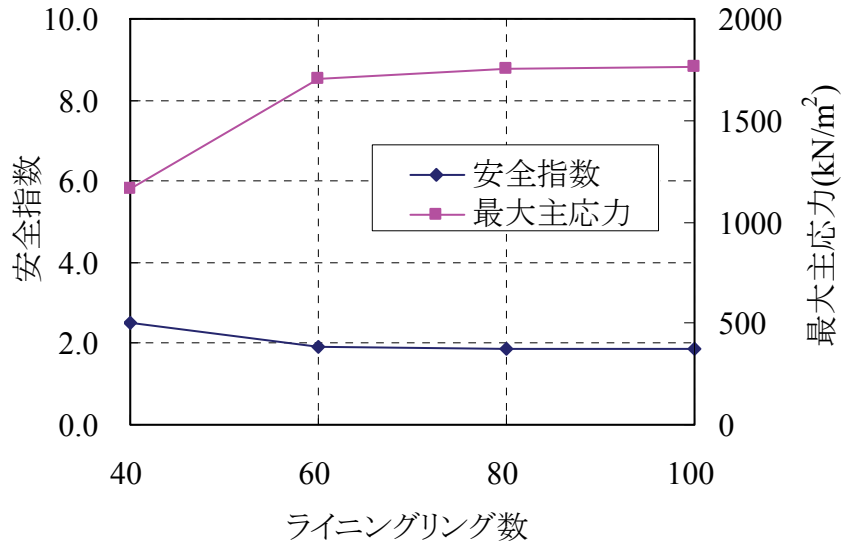


図-5.33 解析リング数と安全指数，最大主応力の関係

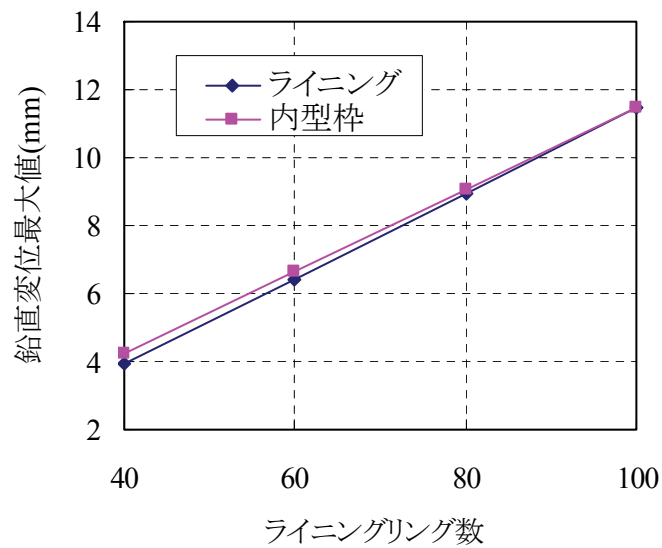


図-5.34 解析リング数とライニング・内型枠の最大鉛直変位量の関係

5.6 結論

本章では、第3章で紹介した場所打ちライニングのクラックについて、クラックの有無と施工データの関係性を調べることにより、統計的な分析を行った。これにより、以下の点を確認できた。

- a) 土被りや推力、打設圧力などの施工データのばらつきとクラックの有無を統計的に処理することにより、クラックの発生に影響を与える因子を選定した。
- b) 掘進方向に対し、斜め下向きに発生するパターン1のクラックに対し、「土被りの小さいこと」が本研究で調べた施工データの中で統計的に最も大きな要因となっている。また、「ジャッキ推力が低いこと」や「コンクリート打設圧比が大きいこと」もクラックに対する影響が大きい。
- c) 掘進方向に対し、斜め上向きに発生するパターン2のクラックに対し、「ジャッキによるモーメントが大きいこと」が本研究で調べた施工データの中で統計的に最も影響が大きな要因となっている。また、「ジャッキ推力が低いこと」や「内型枠が縦長に変形すること」のクラックに対する影響が大きい。

また、クラックの発生機構を検討するため、八角形のラーメン構造のリングをばねで接続したモデルを作成し、内型枠とライニングの施工時の状態を再現することを試みた。このモデルに関し、以下の事項を確認した。

- a) 八角形のラーメン構造のリングをダブルシェル構造で内型枠とライニングをモデル化し、各節点をばねで接続することにより、それぞれの応力を算定することができた。
- b) ライニングの外周を半径方向のばねで支持することにより、地盤中のライニングの挙動を表現した。
- c) ライニングの剛性の経時変化や内型枠の脱型を考慮することにより、施工状況を反映したモデルとした。
- d) 本モデルの妥当性を検証するため、ダブルシェル構造の片持ち梁を作成し、先端にモーメントを作用させたところ、解析値と理論値はほぼ一致した。また、推力の伝達を確認するため、本モデルに推力のみを掛けて計算したところ、内型枠に載荷した推力がライニングに伝達され、さらにライニングと地盤の間の摩擦力により、減衰する傾向が確認できた。
- e) 本モデルの解析結果に対し、解析リング数を与える影響を確認するため、解析リング数を様々に変えて計算した。この結果、解析リング数が60リング以上となると、計算された結果が概ね一定となることが確認できた。

参考文献

- 1) Kenro IHARA : A study on mechanical modeling of primary concrete lining for shield tunnels, Master's Thesis, Department of Civil and Earth Resources Engineering Graduate school of Engineering Kyoto University, 2009.
- 2) 千代啓三, 西藤 潤, 伊原健郎, 田村 武 : 場所打ちライニング工法におけるクラック発生要因に関する研究, 土木学会論文集 F1 (投稿中)
- 3) 土木学会 : コンクリート標準示方書 [設計編], pp.34, 2007.
- 4) 杉山博一, 後藤 茂, 今田 徹 : 鋼繊維補強コンクリートを用いた ECL トンネルの覆工体に作用する土圧の評価, 土木学会論文集 No.694, III-57, pp.107-116. 2001.
- 5) 例えば, 土木学会 : 構造力学公式集, pp.83, 1986.

第6章

クラック発生メカニズムの検討

第6章 クラック発生メカニズムの検討

6.1 はじめに

第5章でクラックの発生過程を再現するためのモデル化を行った。この結果、内型枠とライニングを八角形のリング梁で表し、節点をばねで接合することによりモデル化できることを確認した。特に、本モデルでは地盤との相互作用を表現するため、ライニング外周に地盤強度に相当するばねを配置した。これにより、ライニングに生じる応力に注目し、地盤の変状や地盤に生じる応力などは表現せず、より単純なモデル化とすることを目指している。

本章では、このモデルを用いて、施工条件をパラメータとして影響解析を実施し、それぞれの施工条件がクラックに影響を確認する。パラメータの選択にあたっては、上記のモデルを使った解析で設定する定数であるとともに、施工時に調整、変更することが可能な項目であることを基準とし、「土被り」と「地盤の弾性係数」、「コンクリート硬化速度」、「推力」、「推力によるモーメント」をパラメータに選定した。

施工で観察されたクラックには、掘進方向に斜め下向きと、斜め上向きの2種類が存在した。そこで、本モデルで、施工条件を変更することにより、クラックの方向が変化するか否かを確認する。

これらの結果から、クラックにあたえる施工条件の影響をまとめるとともに、クラック発生メカニズムについて、得られた知見をまとめる。

6.2 パラメータスタディによる検討

6.2.1 パラメータの選定

実施工で発生したクラックに対する施工条件や施工時荷重の影響を検討するため、ライニングへの影響が大きいと考えられる変数を選んでパラメータスタディを行った。

まず、パラメータスタディを行うにあたり、第5章で示した施工条件を基準ケースとした。また、解析リング数は第5章での検討結果をもとに60リングとする。再掲となる項目もあるが表-6.1に基準ケースでの計算条件をまとめる。

5.2節で示した施工データに関する統計的分析を参考に、クラックに対して影響が大きく、施工時に何らかの方法で調整できると考えられることを基準にし、表-6.2に示す「土被り」、「地盤の弾性係数」、「推力」、「ジャッキ選択」、「コンクリート硬化速度」の5つをパラメータに選定した。そして、それぞれを基準ケースに対して変更して1A～5Cの15ケースに対し計算を実施した。例えば、検討ケース1Aでは、基準ケースの条件のうち、土被りのみを20mから10mに変更して計算する。

表-6.1 基準ケースの施工条件，施工時荷重

ライニング リング数	リング	60	内型枠 リング数	リング	16
土被り	m	20	地下水位	GL- m	0
地盤のポアソン比		0.45	地盤の 弾性係数	kN/m ²	1.0E+05
地盤とライニング の摩擦係数		0.2	推力	kN	40,000
内型枠の 弾性係数	kN/m ²	2.1E+08	ジャッキ選択		全数

表-6.2 解析パラメータ

パラメータ			基準 ケース	検討ケース			
				A	B	C	D
1	土被り	m	20	10	40	×	×
2	地盤の 弾性係数	kN/m ²	1.0E+05	1.0E+04	5.0E+04	5.0E+05	1.0E+06
3	推力	kN	40,000	60,000	0	×	×
4	ジャッキ 選択		全数	上3本 No.1,2,3 抜き	上1本 No.2 抜き	下1本 No.6 抜き	下3本 No.5,6,7 抜き
5	コンクリート 硬化速度	倍	1	3	2	0.5	×

コンクリートのクラックには、トンネル坑内の温度や湿度、コンクリート単位水量や骨材、セメントの化学的性質など、多様な要因が影響を与えていることが一般に知られている。しかし、5.2.1 項で説明したクラック発生状況から、三本木原トンネルでのクラックは施工時荷重の影響が大きいと考え、これらの影響を考察することを目的に解析を行った。このため、本モデルでクラック発生を定量的に判定することは困難と考えており、定性的な傾向を確認することを目的とする。

以下で、表-6.2 で選定した各パラメータについて説明する。

「1 土被り」は、ライニングのクラウンより上側の地盤高さを示す。

「2 地盤の弾性係数」は、地盤の剛性を示すパラメータとして使用する。基準ケースで $1.0\text{E}+05\text{kN/m}^2$ を使用しているが、これは、砂質土の場合、一般に、N 値 40 程度の地盤である。

「3 推力」は、シールドジャッキで内型枠をトンネル掘進方向に押している荷重の合計を示しており、推力が大きくなると、トンネル掘進方向応力 σ_z が大きくなる。実施工では、コンクリートの打設圧力を受けるので、掘進方向の荷重が 0 になることはないが、内型枠を組み立てるため一時的にジャッキを抜くと、局所的に推力が伝達されない場所が発生する。このため、パラメータスタディでは極端な例として、推力が 0 の場合を計算した。

実施工では、掘進方向を調整するために、シールドジャッキを選択して掘進する。このため、内型枠の切羽先端にモーメントが発生する。そこで、「4 ジャッキ選択」で、シールドジャッキを選択したことによって生じた x 軸まわりのモーメントがクラックにあたえる影響を検討する。具体的には、図-6.1 で示した番号のジャッキを抜いたと仮定し、解析を行った。ジャッキを減らしても推力の合計は基準ケースと同じ $40,000\text{kN/m}^2$ で変わらないものとし、1 本あたりの推力を増加させている。

また、クラックに対する「5 推力コンクリート硬化速度」の影響を検討する。図-5.10 と図-5.11 で示したコンクリート強度発現速度を標準とし、硬化速度が 2 倍、3 倍または、0.5 倍となった場合を計算した。硬化速度を 2 倍、または 0.5 倍とすることは、施工速度を 0.5 倍または 2 倍とすることと同じ意味を持つ。

基準ケースの計算結果は、「5.5 解析リング数の設定」で示した図-5.30 と同じであるが、図-6.2 に再掲する。

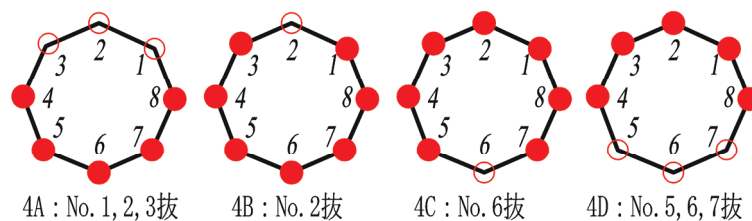


図-6.1 ジャッキ選択パターン図

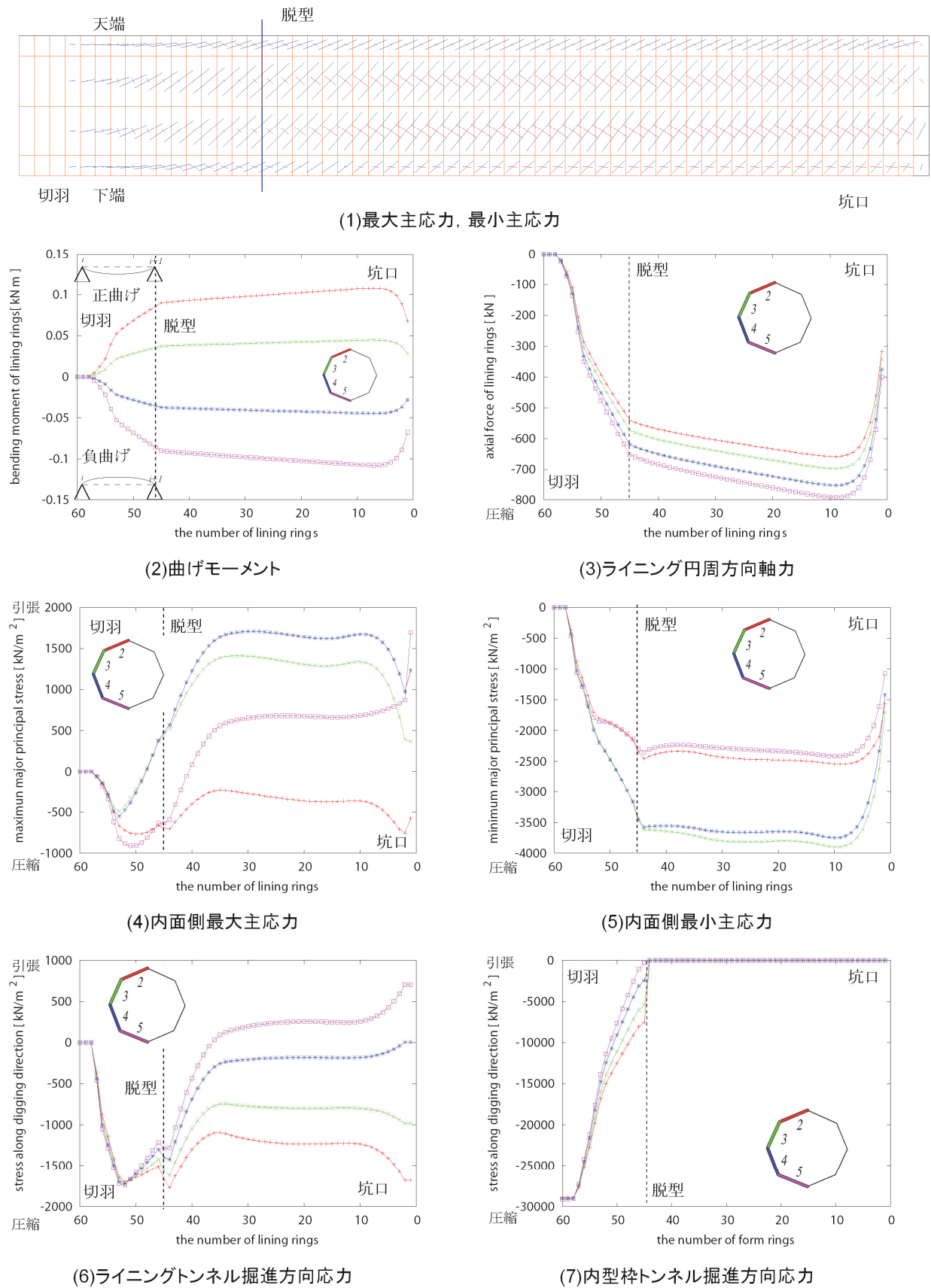
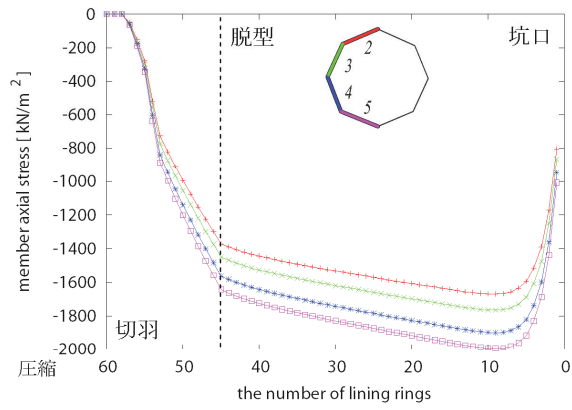
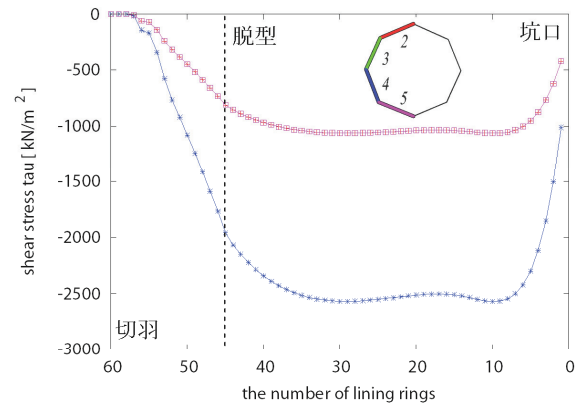


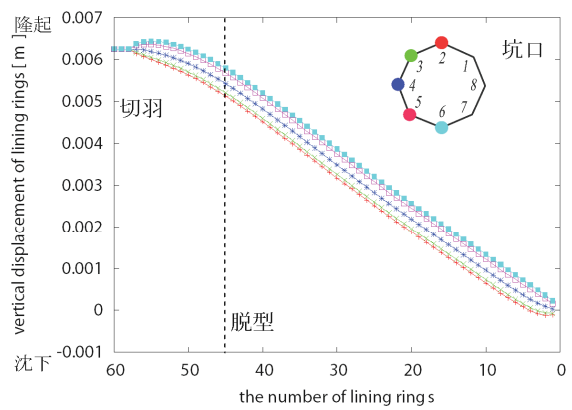
図-6.2 (その 1) 解析結果 (基準ケース)



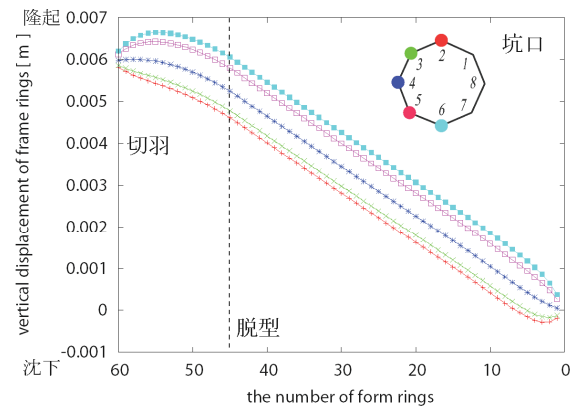
(8)ライニングトンネル円周方向応力



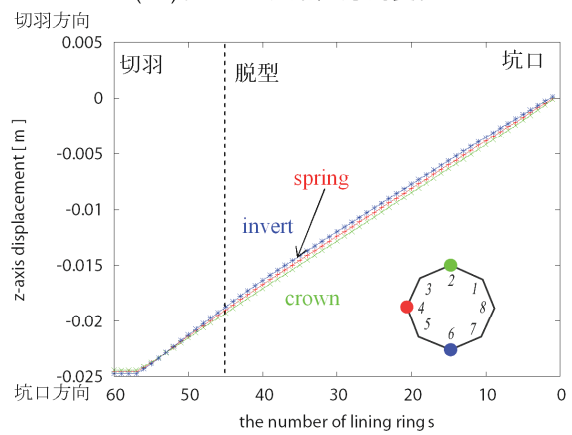
(9)ライニングせん断応力



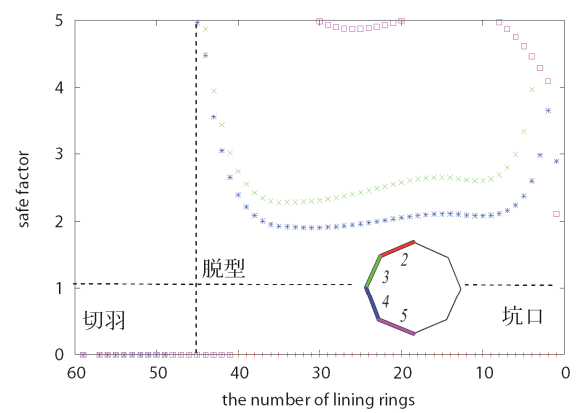
(10)ライニング鉛直方向変位



(11)内型枠鉛直方向変位



(12)ライニングトンネル掘進方向変位



(13)安全指数

図-6.2 (その 2) 解析結果 (基準ケース)

6.2.2 解析結果と施工結果の比較

5つのパラメータを変化させることにより、15ケースの解析を行った。その結果を図-6.3～図-6.17に示す。それぞれの図には、5.5節と同様に、13項目のグラフがあり、60リング目掘進後における、ライニングや内型枠の断面力や応力、変位量の分布を示している。各グラフでは引張応力、または、引張力を正としている。

また、各パラメータを変化させて計算した結果、60リング掘進完了時での安全指数の最小値と最大主応力の最大値を表-6.3に示す。

表-6.3 パラメータスタディによる解析結果集計表

	坑口側20リングを除いた範囲で ライニングの安全率が最も小さいとき				坑口側20リングを除いた範囲で ライニングの最大主応力が最も大きいとき			
	リング数 j	要素 i	安全率	σ_{maxi} (kN/m ²)	リング数 j	要素 i	安全率	σ_{maxi} (kN/m ²)
基準	31	4	1.90	1,704	29	4	1.91	1,709
1A	31	4	1.71	1,893	29	4	1.72	1,898
1B	31	4	2.42	1,340	29	4	2.43	1,344
2A	53	3	0.07	1,672	20	4	0.13	25,139
2B	28	4	0.77	4,252	20	4	0.78	4,304
2C*	—	—	—	—	—	—	—	—
2D*	—	—	—	—	—	—	—	—
3A	27	4	1.94	1,697	27	4	1.94	1,697
3B	31	4	1.90	1,704	29	4	1.91	1,709
4A	31	4	1.65	1,965	29	4	1.66	1,970
4B	31	4	1.82	1,780	29	4	1.83	1,785
4C	31	4	1.99	1,628	29	4	2.00	1,632
4D	31	4	2.24	1,449	29	4	2.25	1,453
5A	31	4	1.74	2,050	31	4	1.74	2,050
5B	32	4	1.74	2,022	31	4	1.75	2,023
5C	28	4	1.94	1,386	25	4	2.02	1,428

※ 2C, 2Dは最大主応力が常に負(圧縮)であるため、安全率と最大主応力は記載しない

	ライニングの変位が 最も大きいとき			内型枠の変位が 最も大きいとき		
	リング数 j	節点 i	変位(mm)	リング数 j	節点 i	変位(mm)
基準	55	6	6.43	55	6	6.64
1A	55	6	6.39	55	6	6.52
1B	54	6	6.53	54	6	6.90
2A	56	6	49.79	56	6	50.36
2B	55	6	12.14	55	6	12.43
2C	54	6	1.52	53	6	1.53
2D	54	6	0.86	52	6	0.77
3A	55	6	6.43	55	6	6.64
3B	55	6	6.43	55	6	6.64
4A	55	6	7.16	55	6	7.43
4B	55	6	6.65	55	6	6.87
4C	55	6	6.22	55	6	6.41
4D	55	6	5.71	54	6	5.86
5A	55	6	6.01	55	6	6.48
5B	55	6	6.05	55	6	6.52
5C	55	6	6.92	54	6	6.78

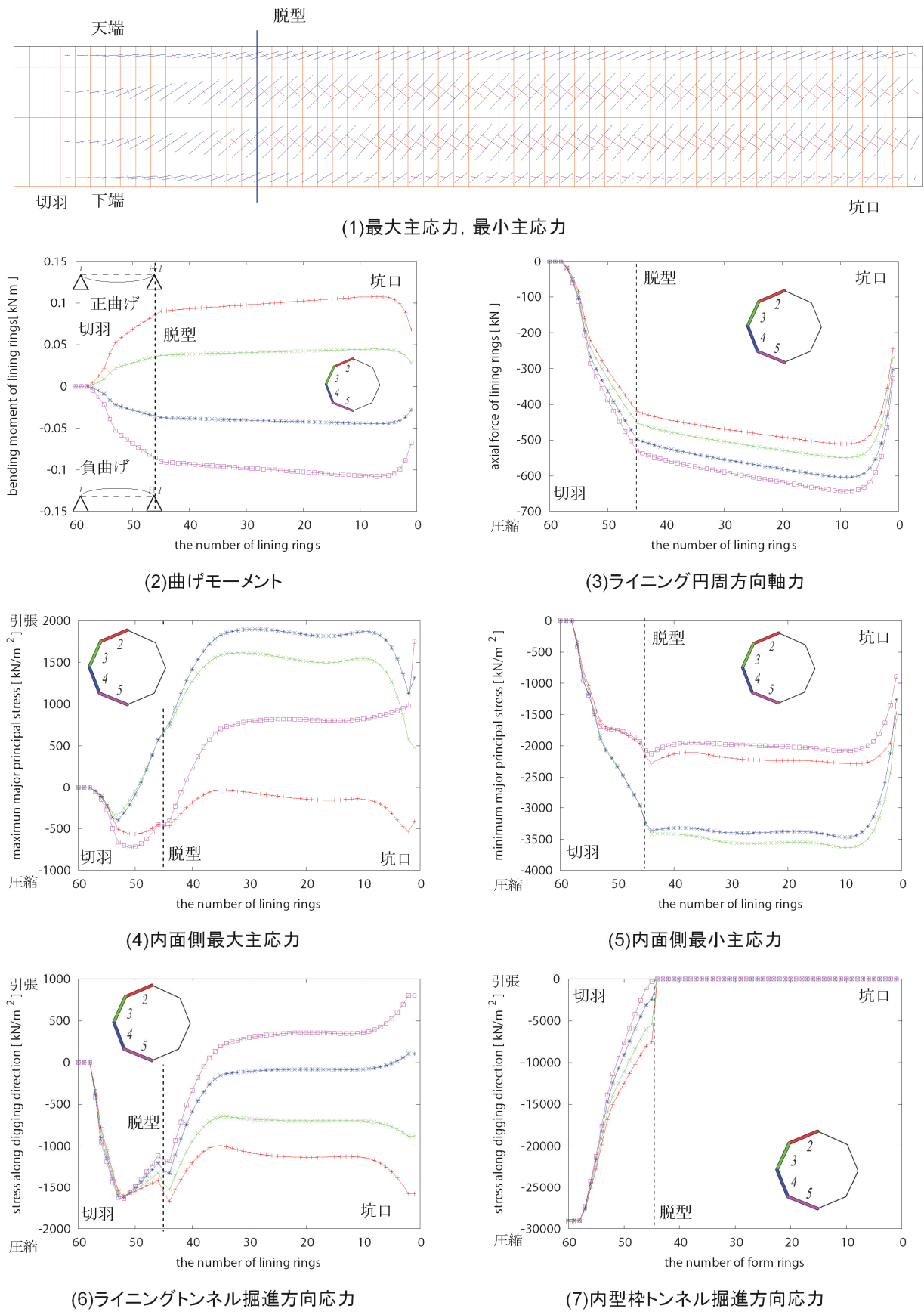
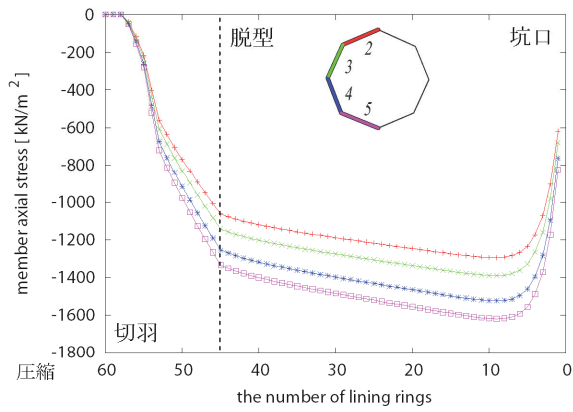
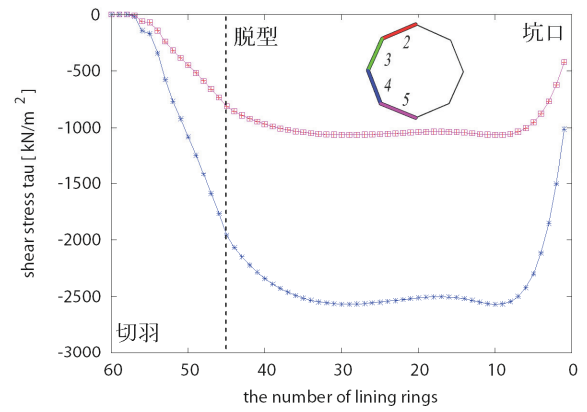


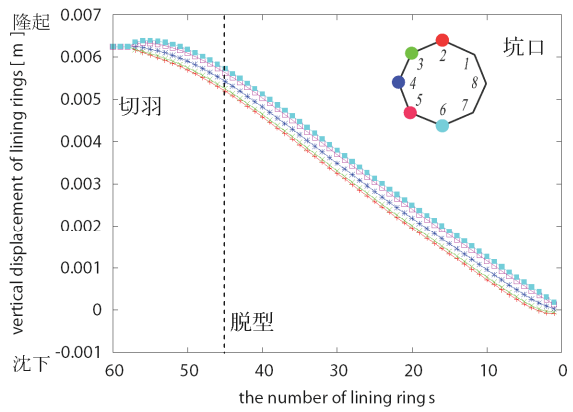
図-6.3 (その1) 解析結果 (1A: 土被り 10m)



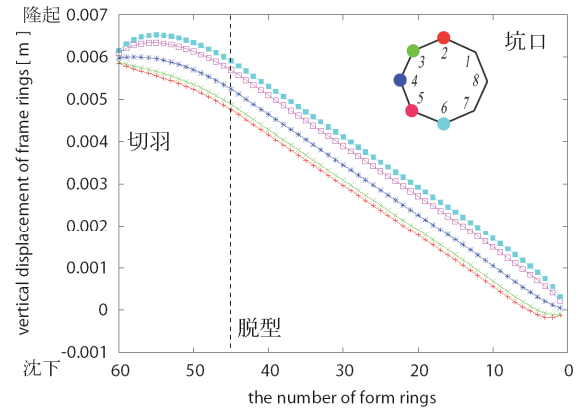
(8)ライニングトンネル円周方向応力



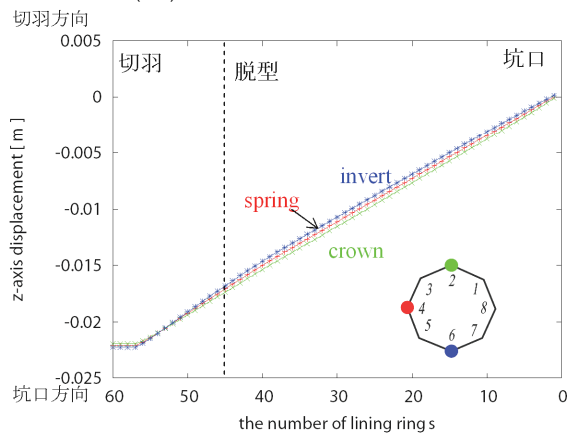
(9)ライニングせん断応力



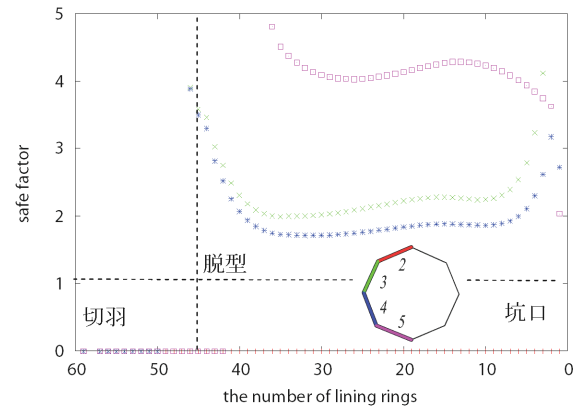
(10)ライニング鉛直方向変位



(11)内型枠鉛直方向変位



(12)ライニングトンネル掘進方向変位



(13)安全指数

図-6.3 (その2) 解析結果 (1A:土被り 10m)

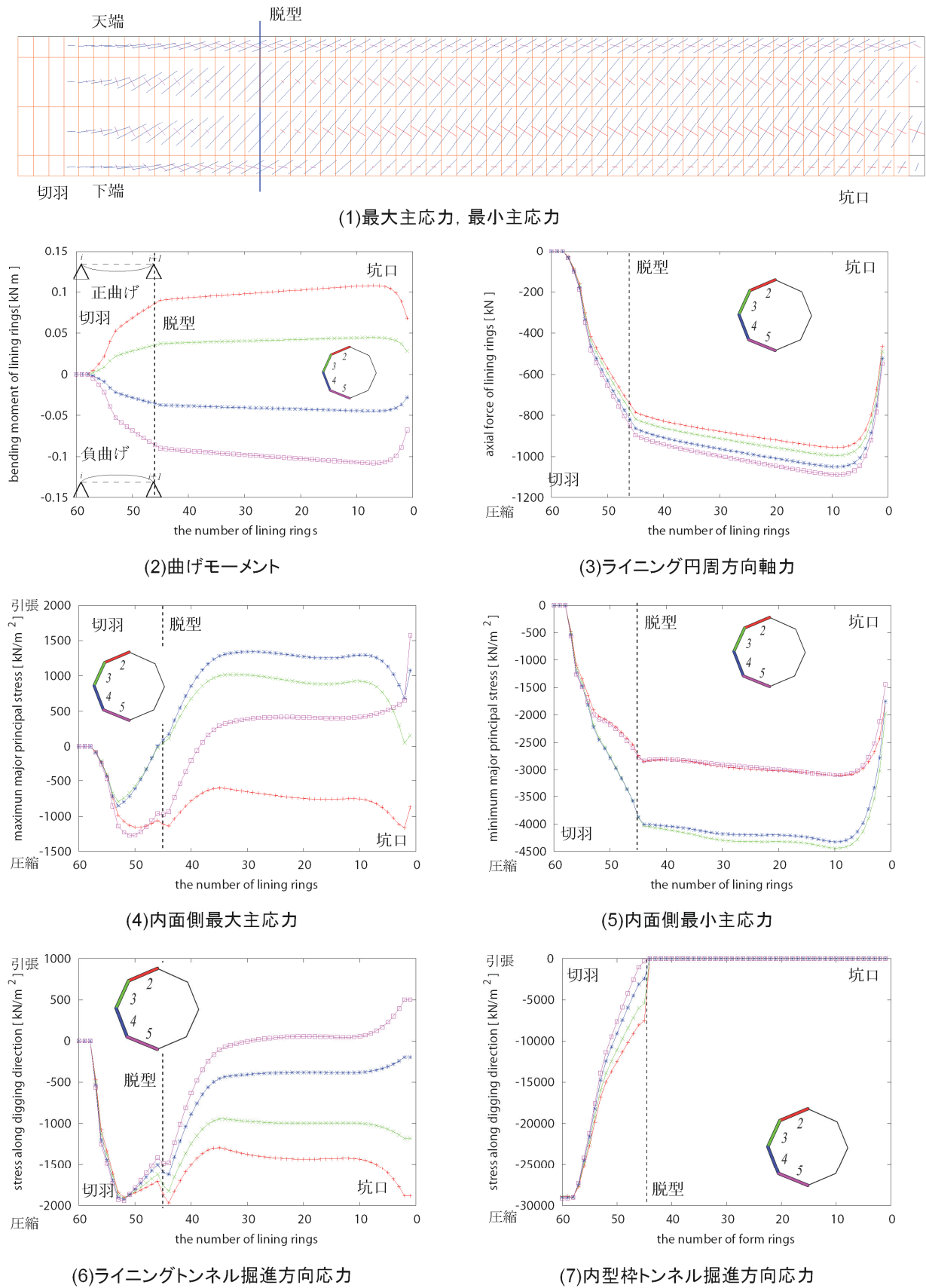
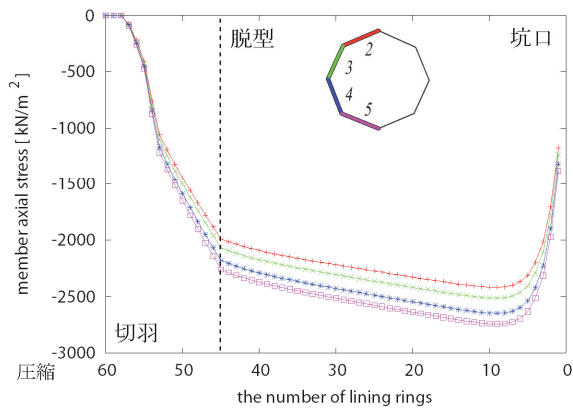
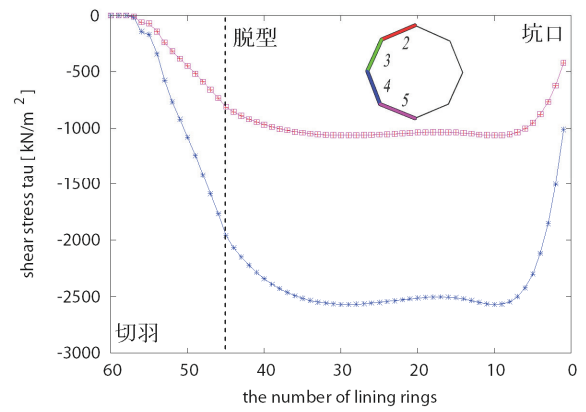


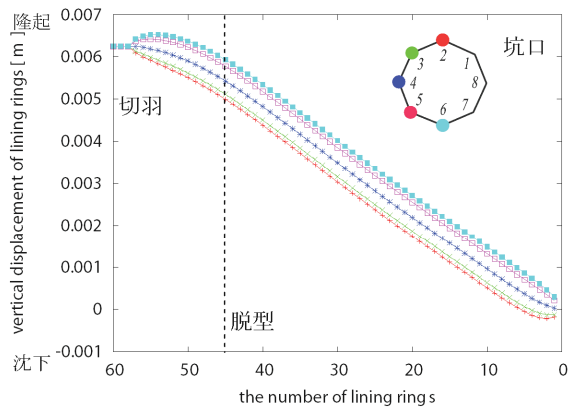
図-6.4 (その 1) 解析結果 (1B: 土被り 40m)



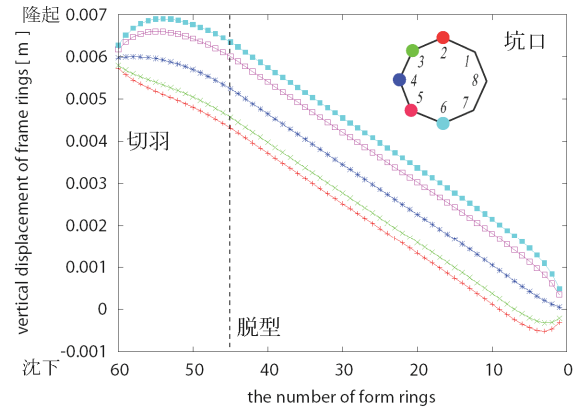
(8)ライニングトンネル円周方向応力



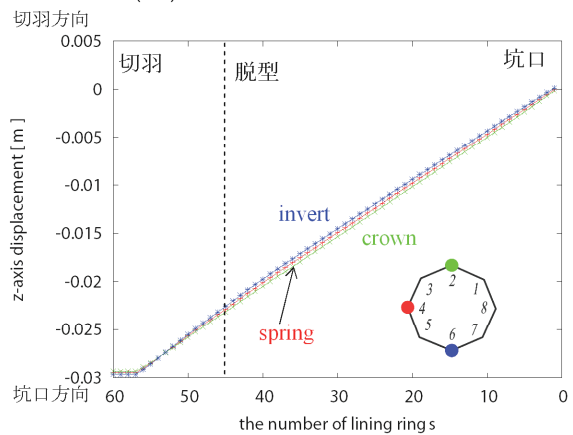
(9)ライニングせん断応力



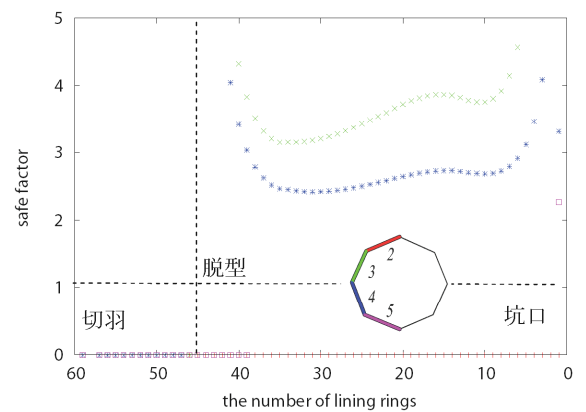
(10)ライニング鉛直方向変位



(11)内型枠鉛直方向変位



(12)ライニングトンネル掘進方向変位



(13)安全指数

図-6.4 (その2) 解析結果 (1B: 土被り 40m)

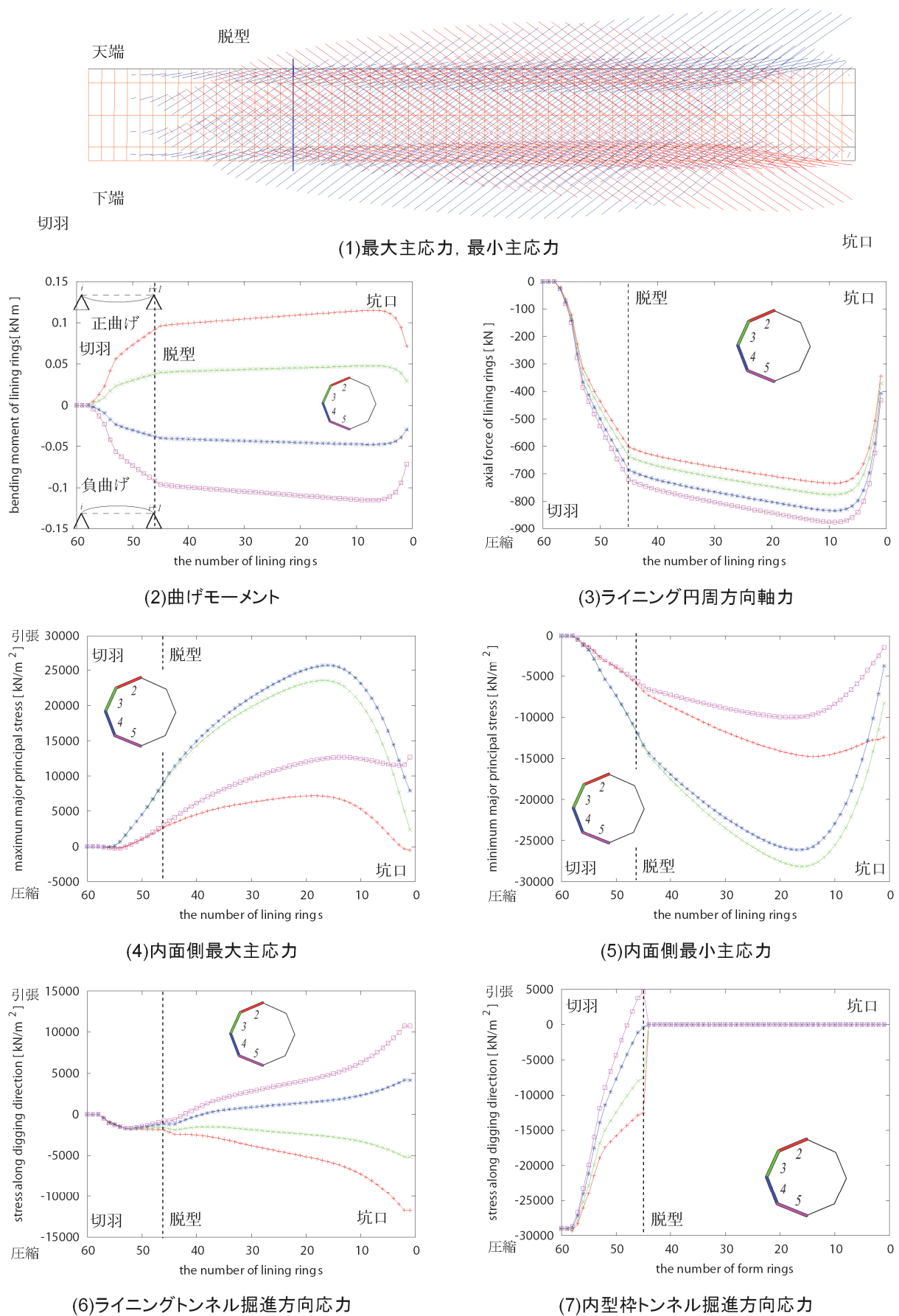
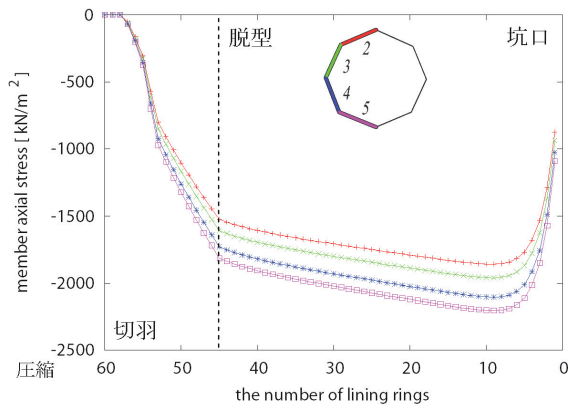
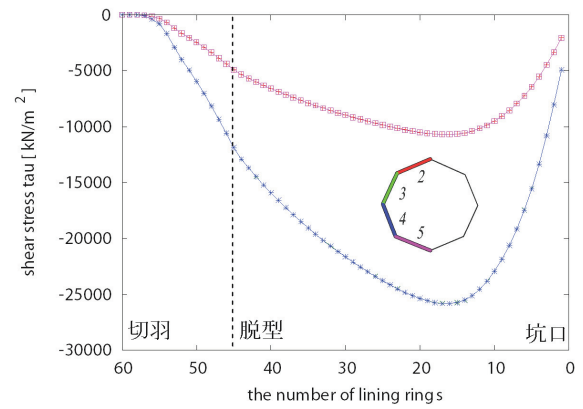


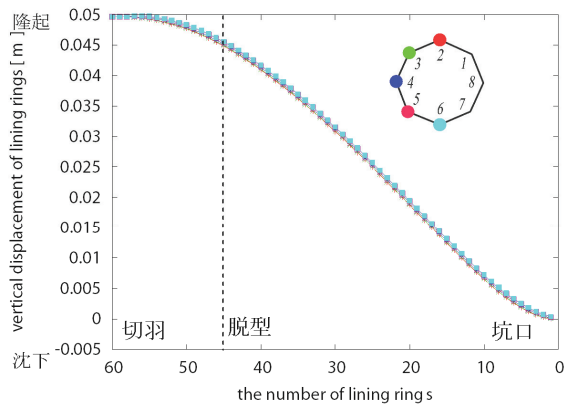
図-6.5 (その 1) 解析結果 (2A: 地盤弾性係数 $1.0 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$)



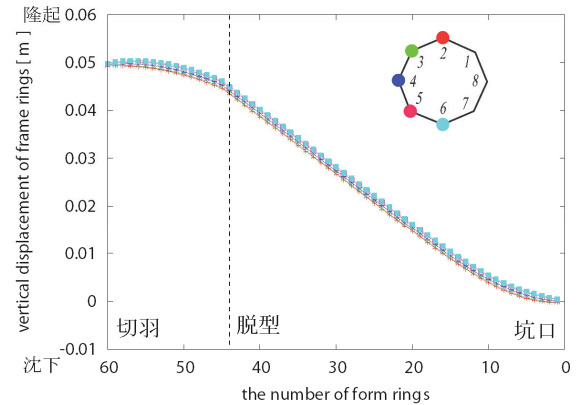
(8)ライニングトンネル円周方向応力



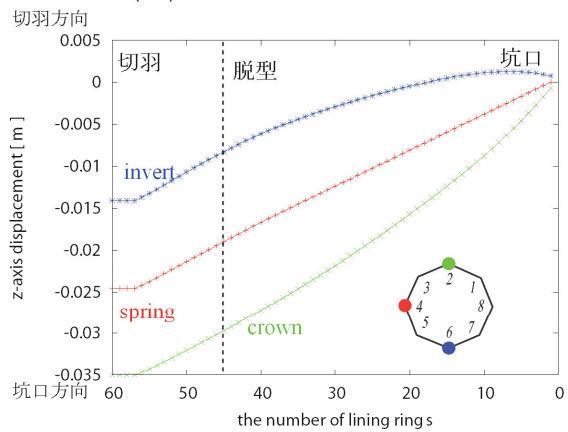
(9)ライニングせん断応力



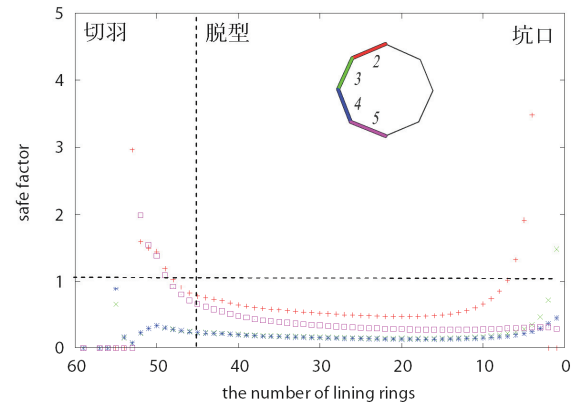
(10)ライニング鉛直方向変位



(11)内型枠鉛直方向変位



(12)ライニングトンネル掘進方向変位



(13)安全指数

図-6.5 (その2) 解析結果 (2A: 地盤弾性係数 $1.0 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$)

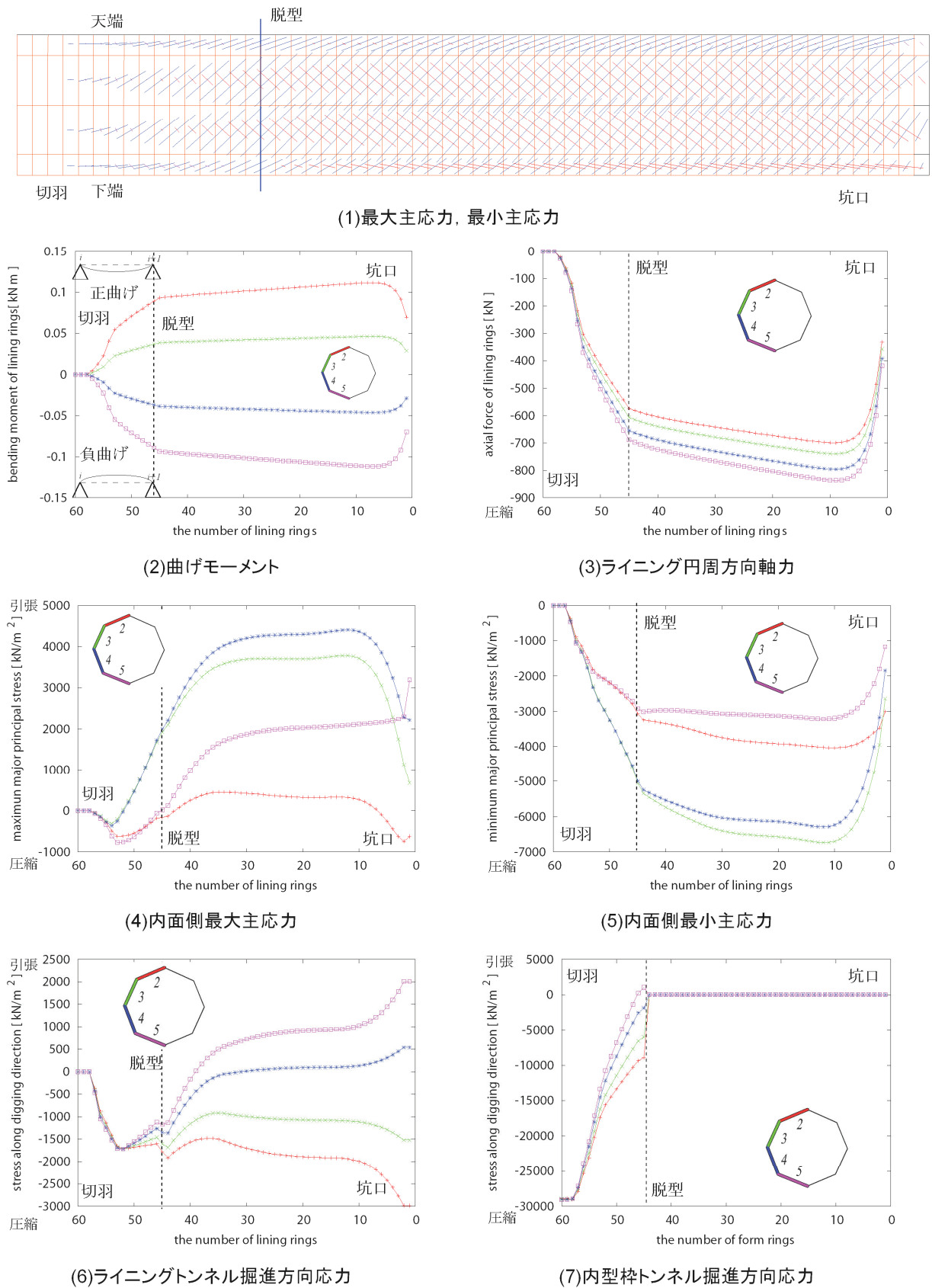
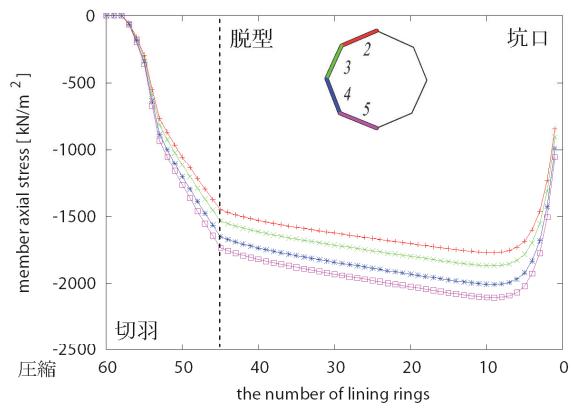
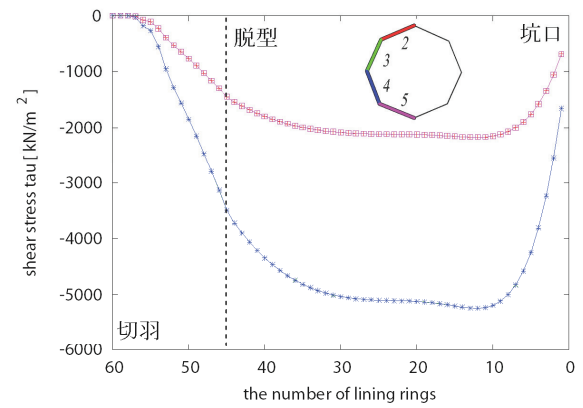


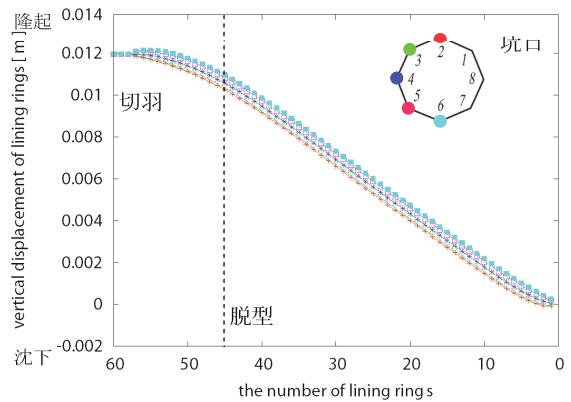
図-6.6 (その 1) 解析結果 (2B : 地盤弾性係数 5.0×10^4 kN/m²)



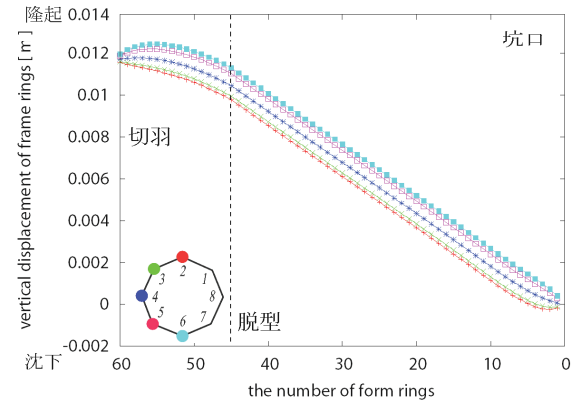
(8)ライニングトンネル円周方向応力



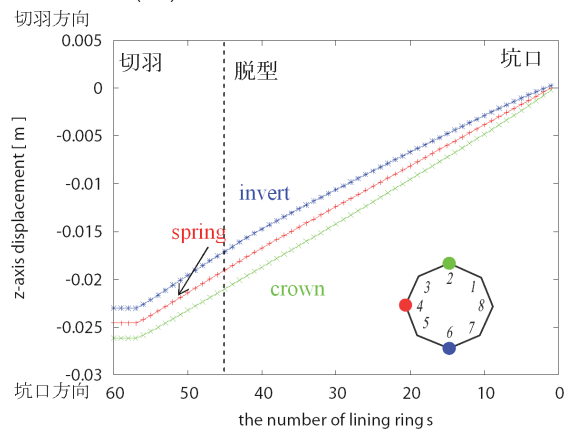
(9)ライニングせん断応力



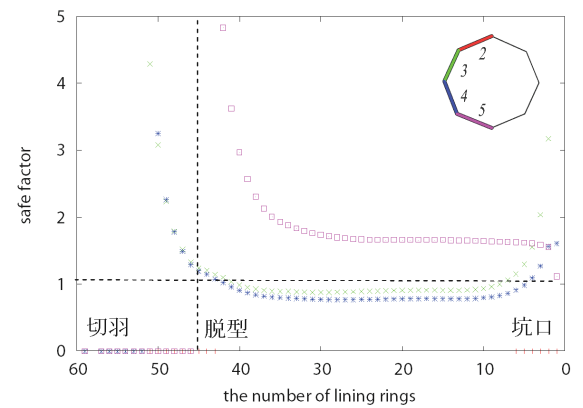
(10)ライニング鉛直方向変位



(11)内型枠鉛直方向変位



(12)ライニングトンネル掘進方向変位



(13)安全指数

図-6.6 (その2) 解析結果 (2B: 地盤弾性係数 $5.0 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$)

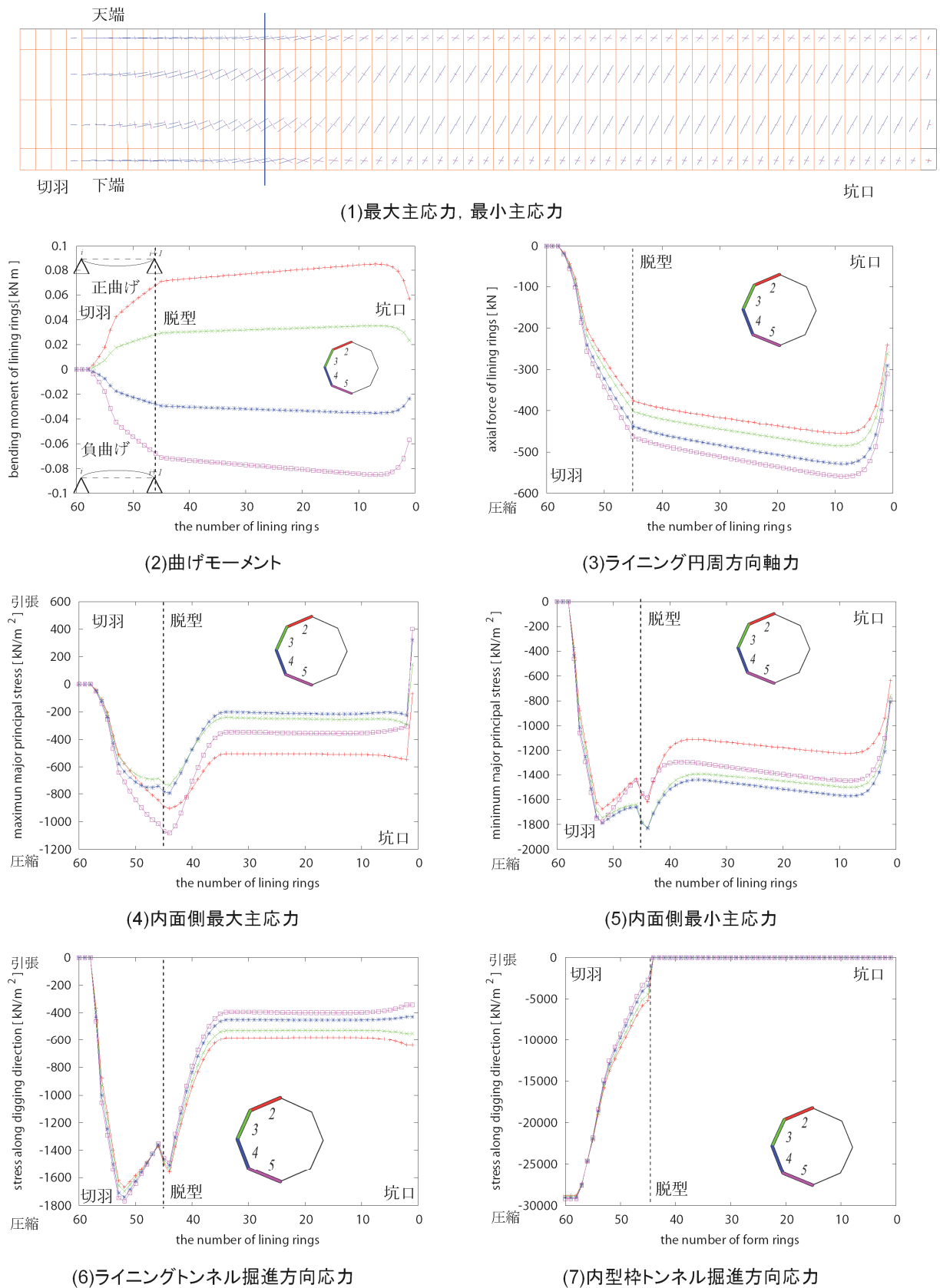
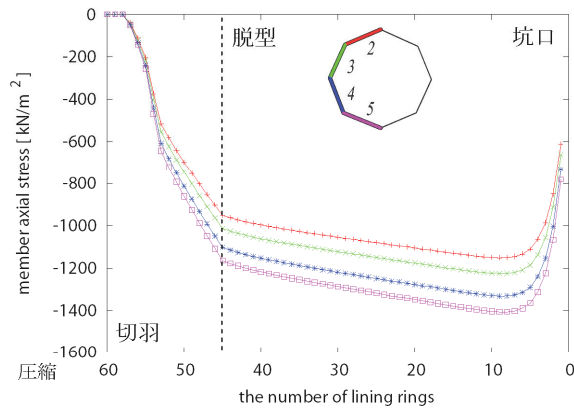
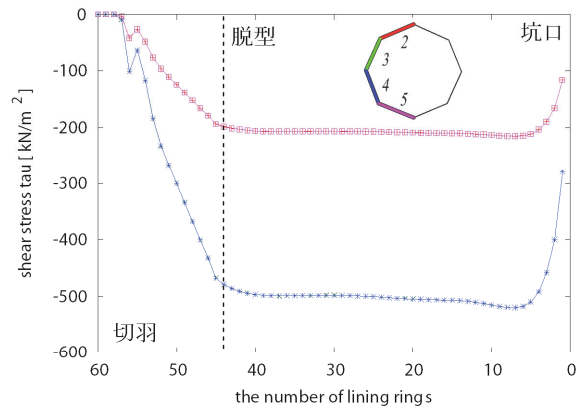


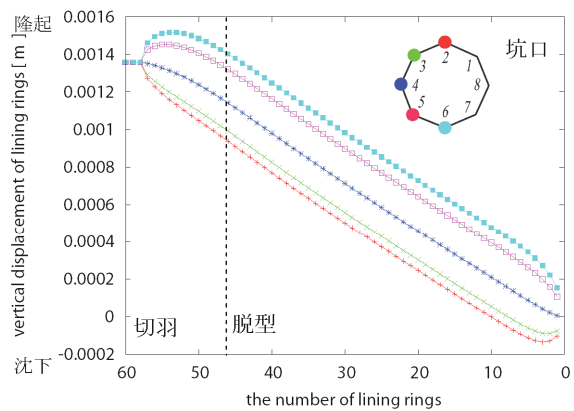
図-6.7 (その1) 解析結果 (2C: 地盤弾性係数 $5.0 \times 10^5 \text{ kN/m}^2$)



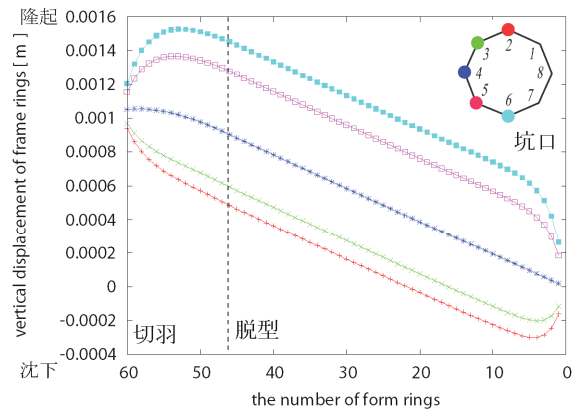
(8)ライニングトンネル円周方向応力



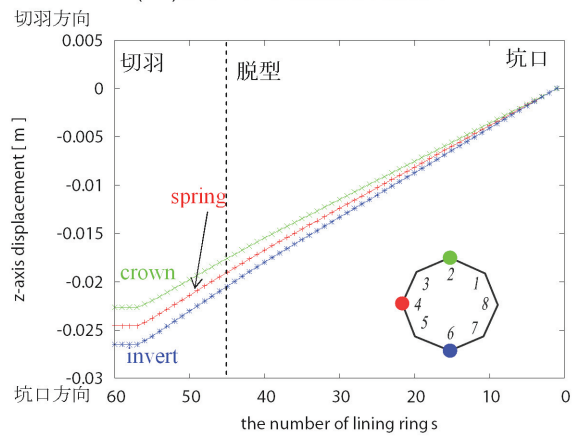
(9)ライニングせん断応力



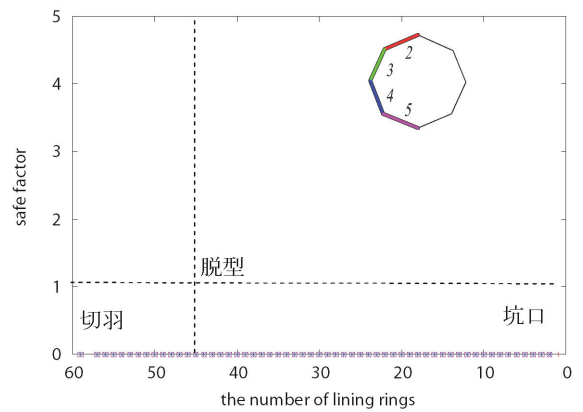
(10)ライニング鉛直方向変位



(11)内型枠鉛直方向変位

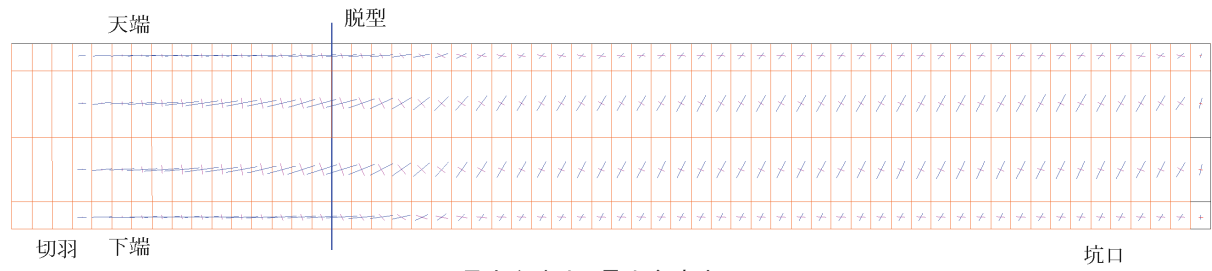


(12)ライニングトンネル掘進方向変位

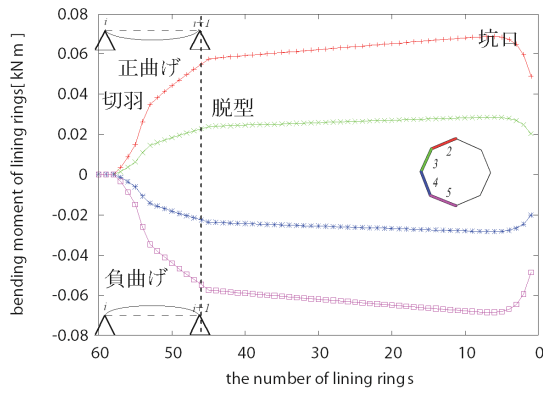


(13)安全指数

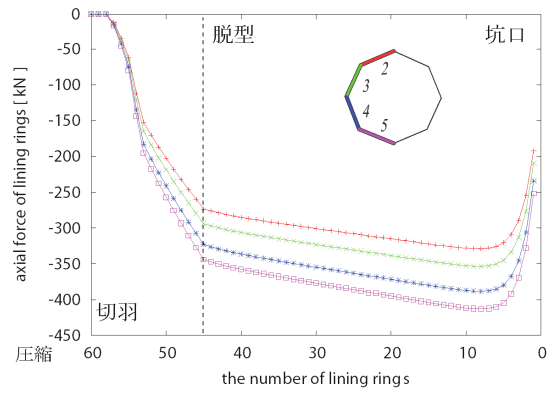
図-6.7 (その2) 解析結果 (2C: 地盤弾性係数 $5.0 \times 10^5 \text{ kN/m}^2$)



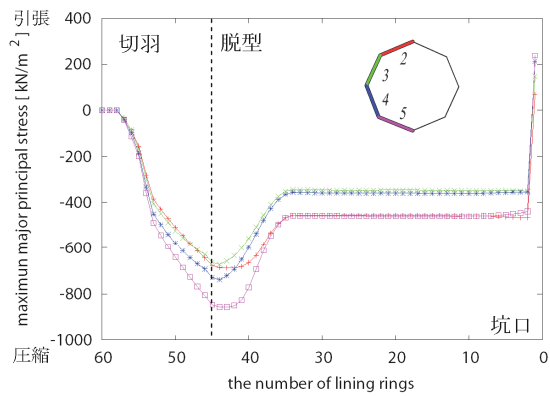
(1)最大主応力, 最小主応力



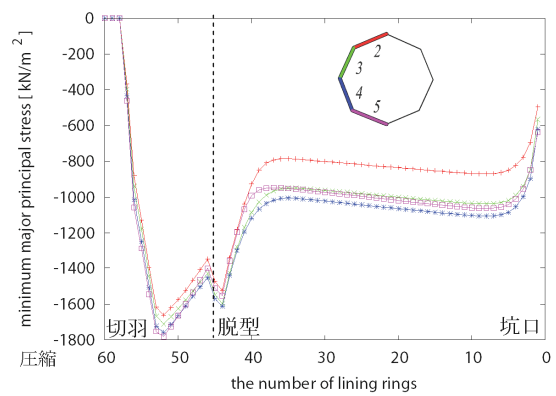
(2)曲げモーメント



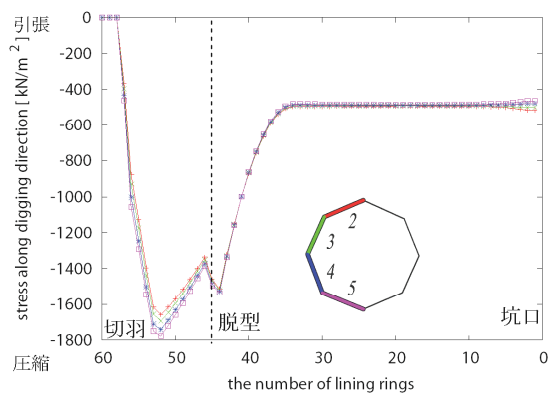
(3)ライニング円周方向軸力



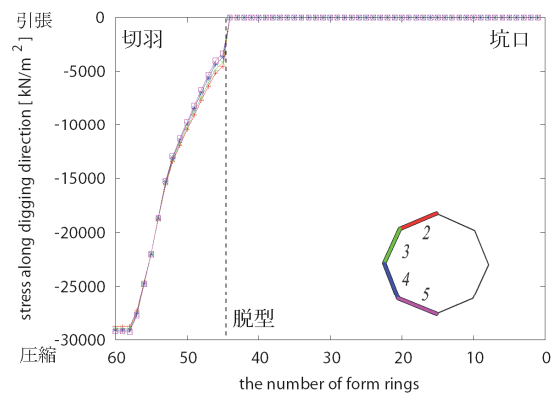
(4)内面側最大主応力



(5)内面側最小主応力

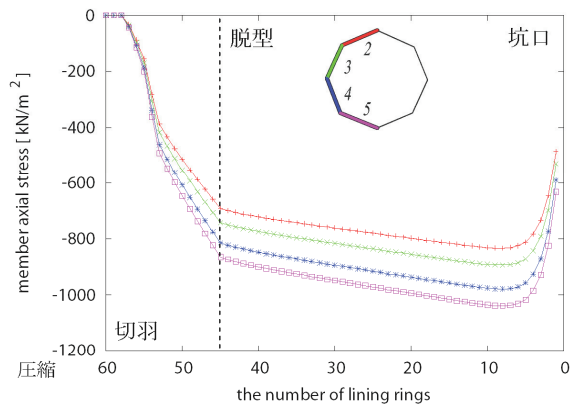


(6)ライニングトンネル掘進方向応力

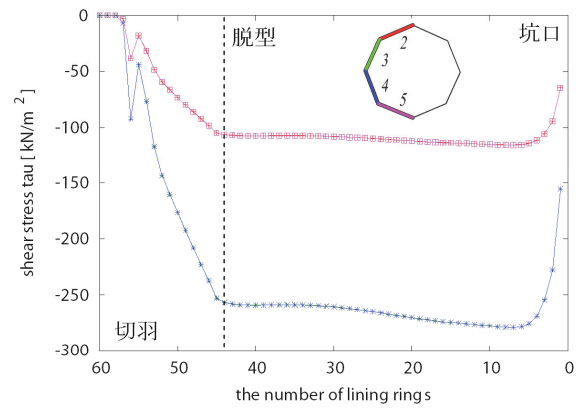


(7)内型枠トンネル掘進方向応力

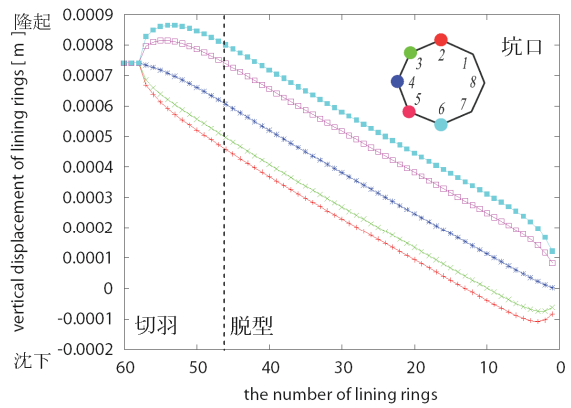
図-6.8 (その 1) 解析結果 (2D: 地盤弾性係数 1.0×10^6 kN/m²)



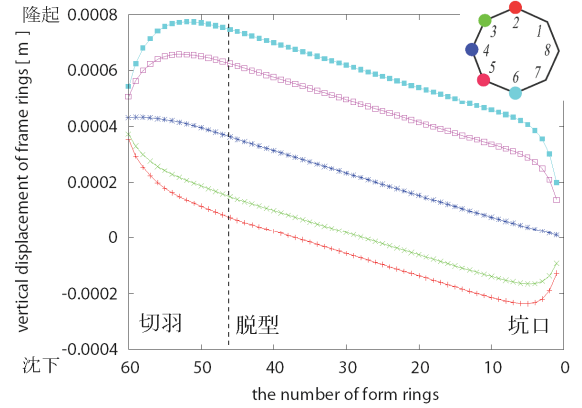
(8)ライニングトンネル円周方向応力



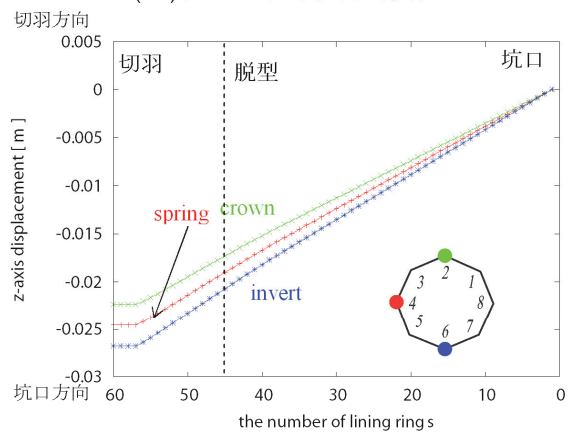
(9)ライニングせん断応力



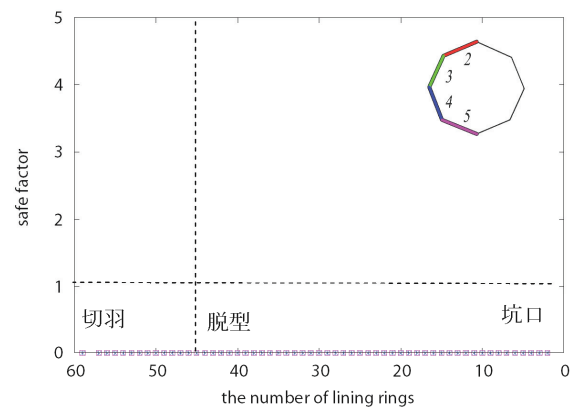
(10)ライニング鉛直方向変位



(11)内型枠鉛直方向変位



(12)ライニングトンネル掘進方向変位



(13)安全指数

図-6.8 (その2) 解析結果 (2D: 地盤弾性係数 $1.0 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$)

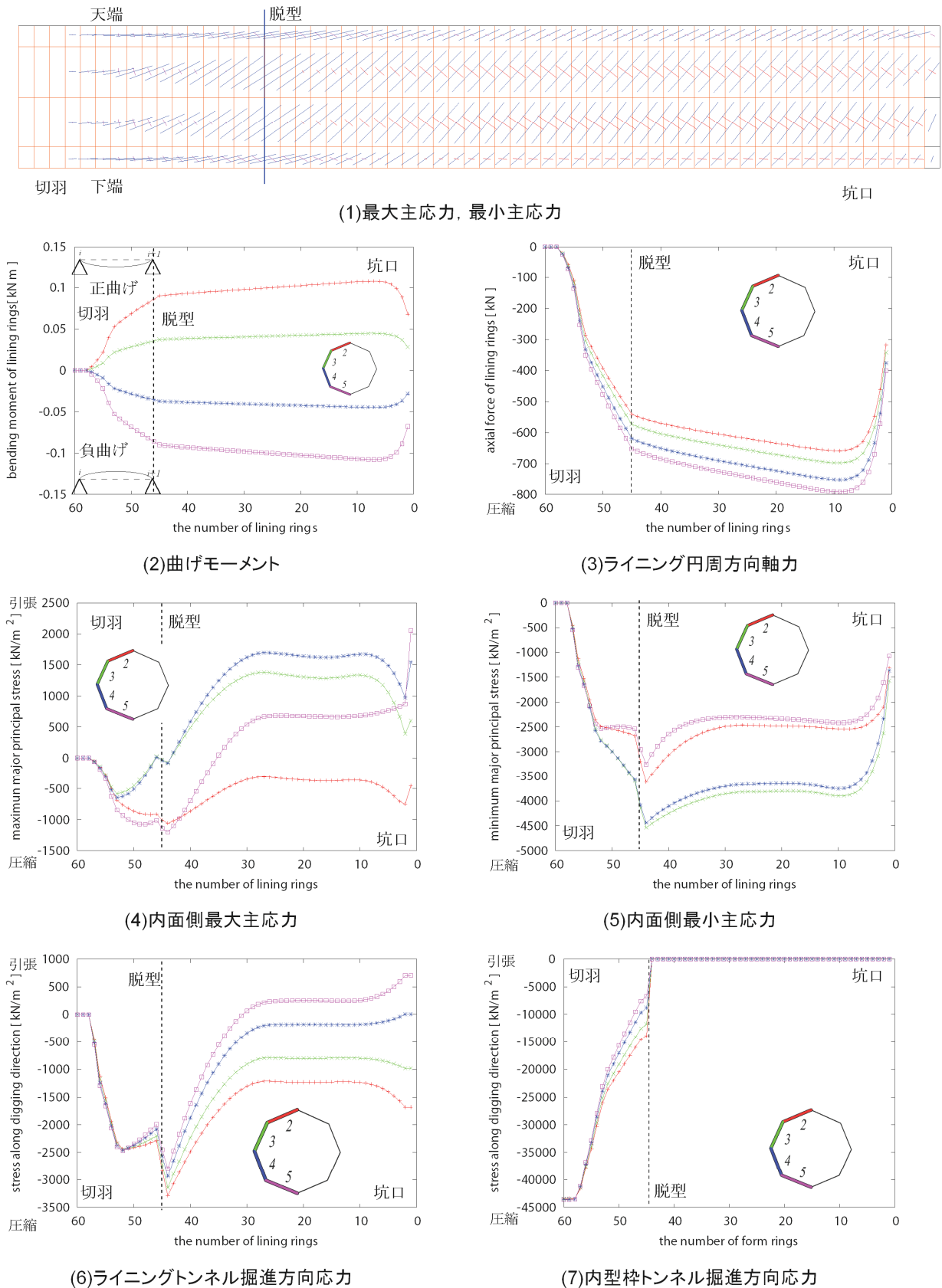
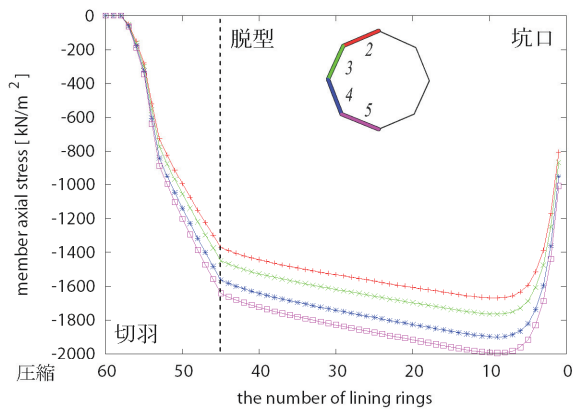
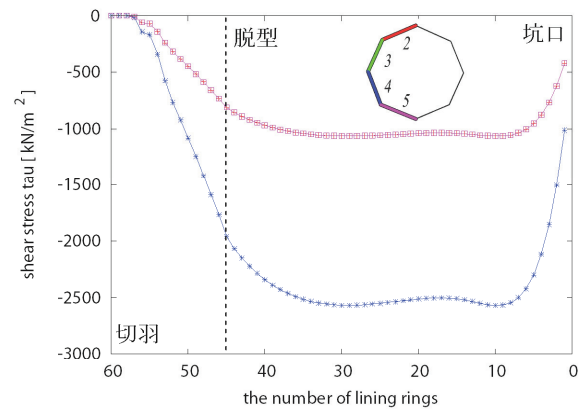


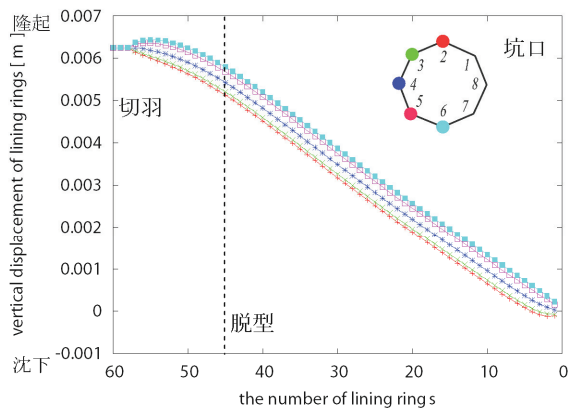
図-6.9 (その1) 解析結果 (3A: 推力 60,000 kN)



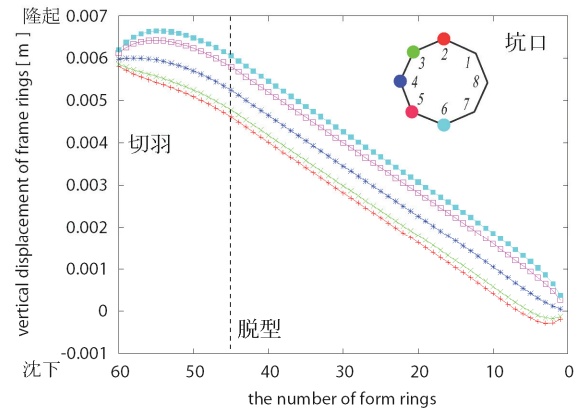
(8)ライニングトンネル円周方向応力



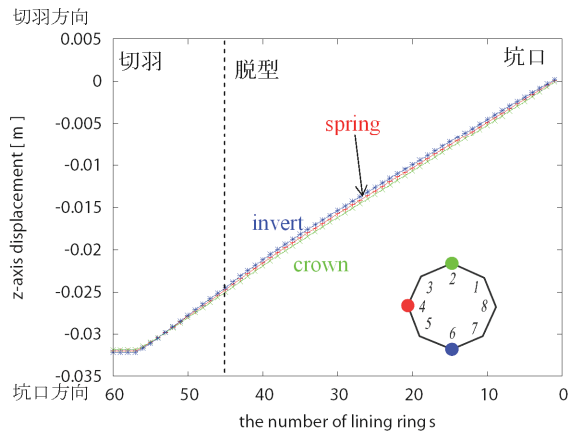
(9)ライニングせん断応力



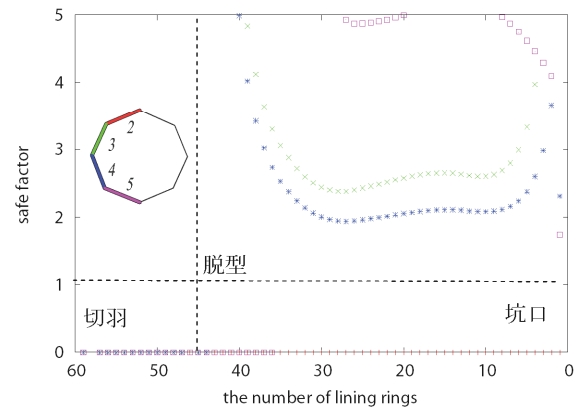
(10)ライニング鉛直方向変位



(11)内型枠鉛直方向変位



(12)ライニングトンネル掘進方向変位



(13)安全指数

図-6.9 (その2) 解析結果 (3A: 推力 60,000 kN)

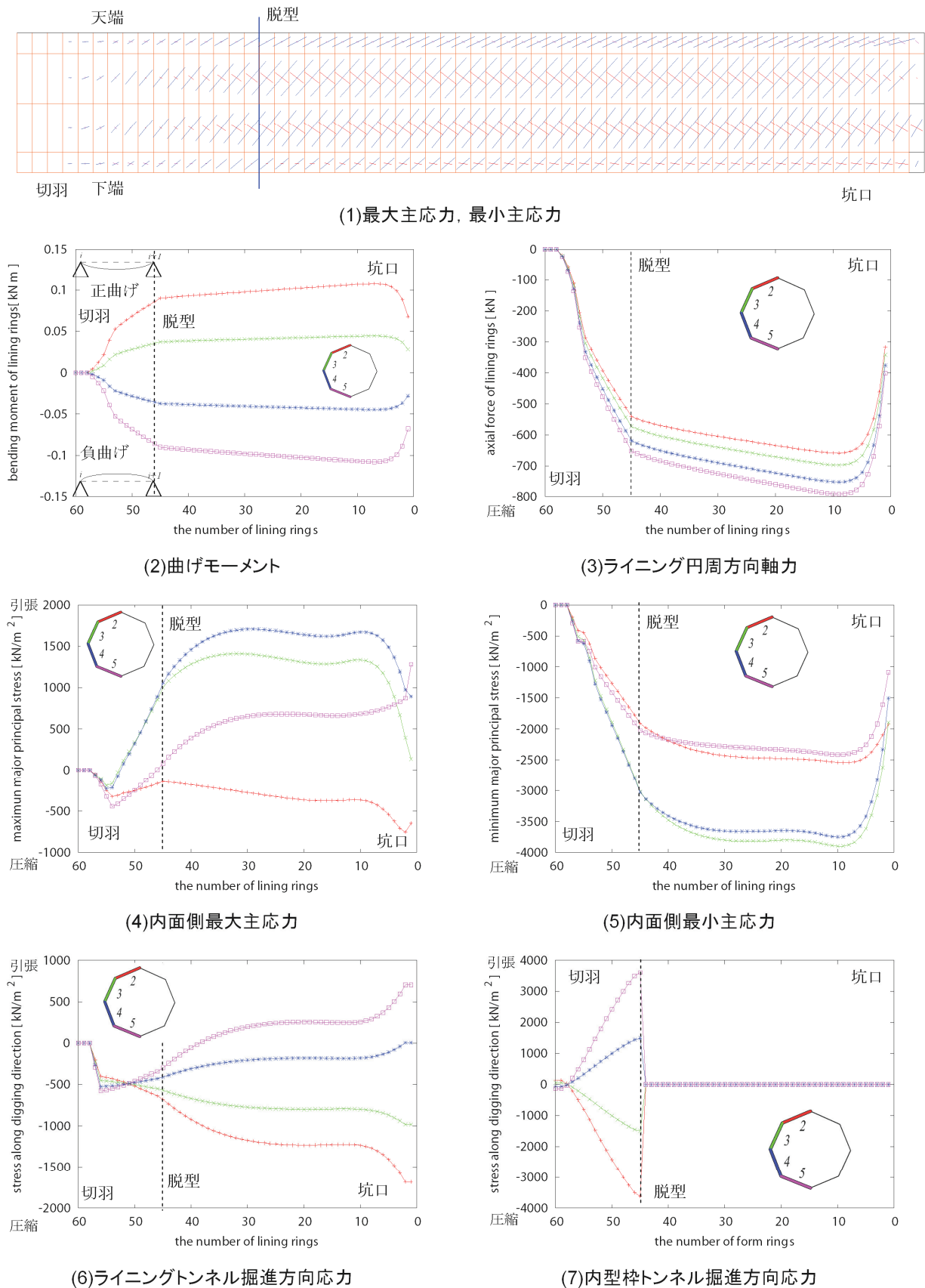
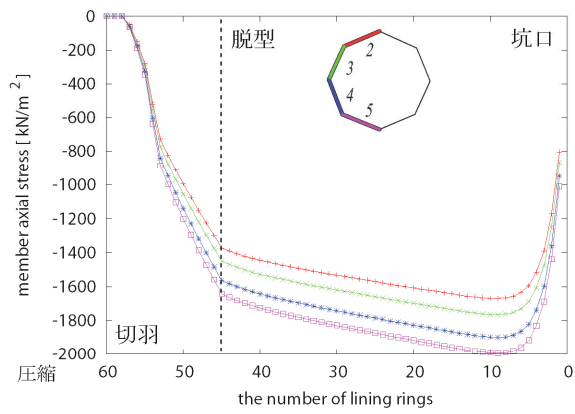
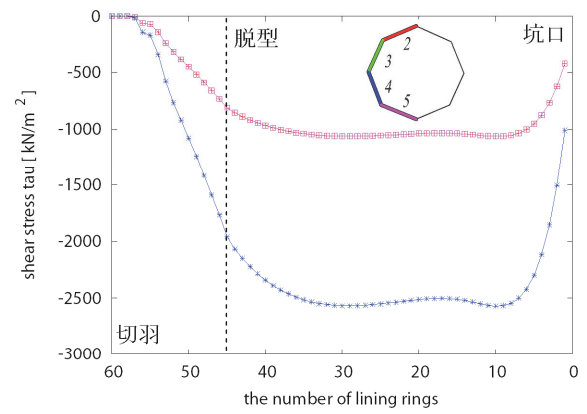


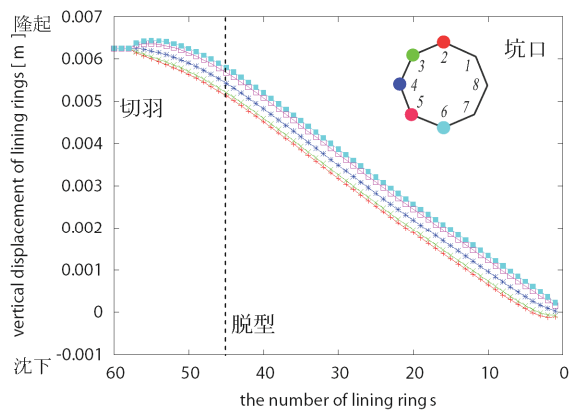
図-6.10 (その1) 解析結果 (3B: 推力 0 kN)



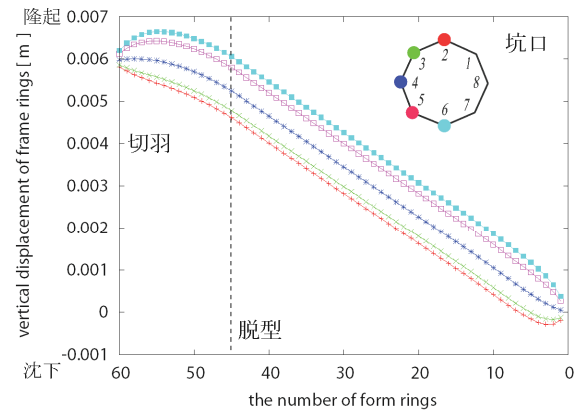
(8)ライニングトンネル円周方向応力



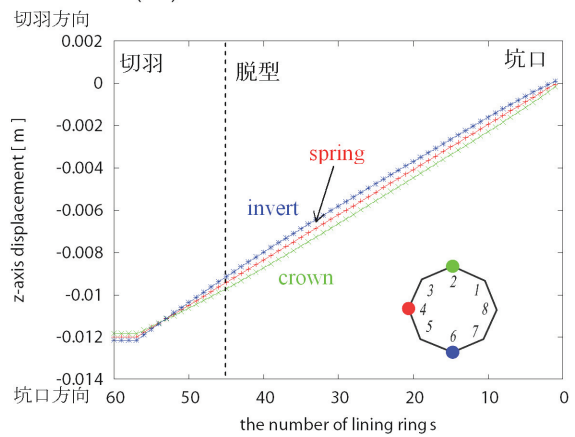
(9)ライニングせん断応力



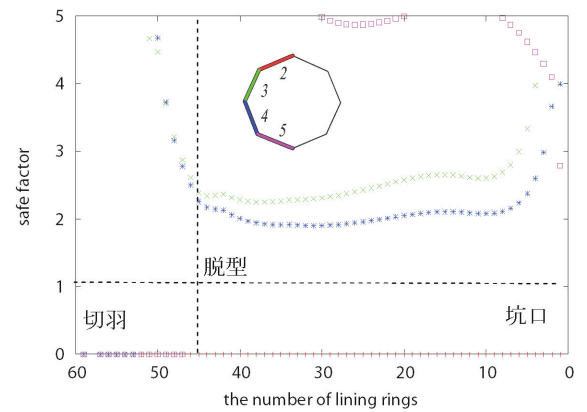
(10)ライニング鉛直方向変位



(11)内型枠鉛直方向変位



(12)ライニングトンネル掘進方向変位



(13)安全指数

図-6.10 (その2) 解析結果 (3B: 推力 0 kN)

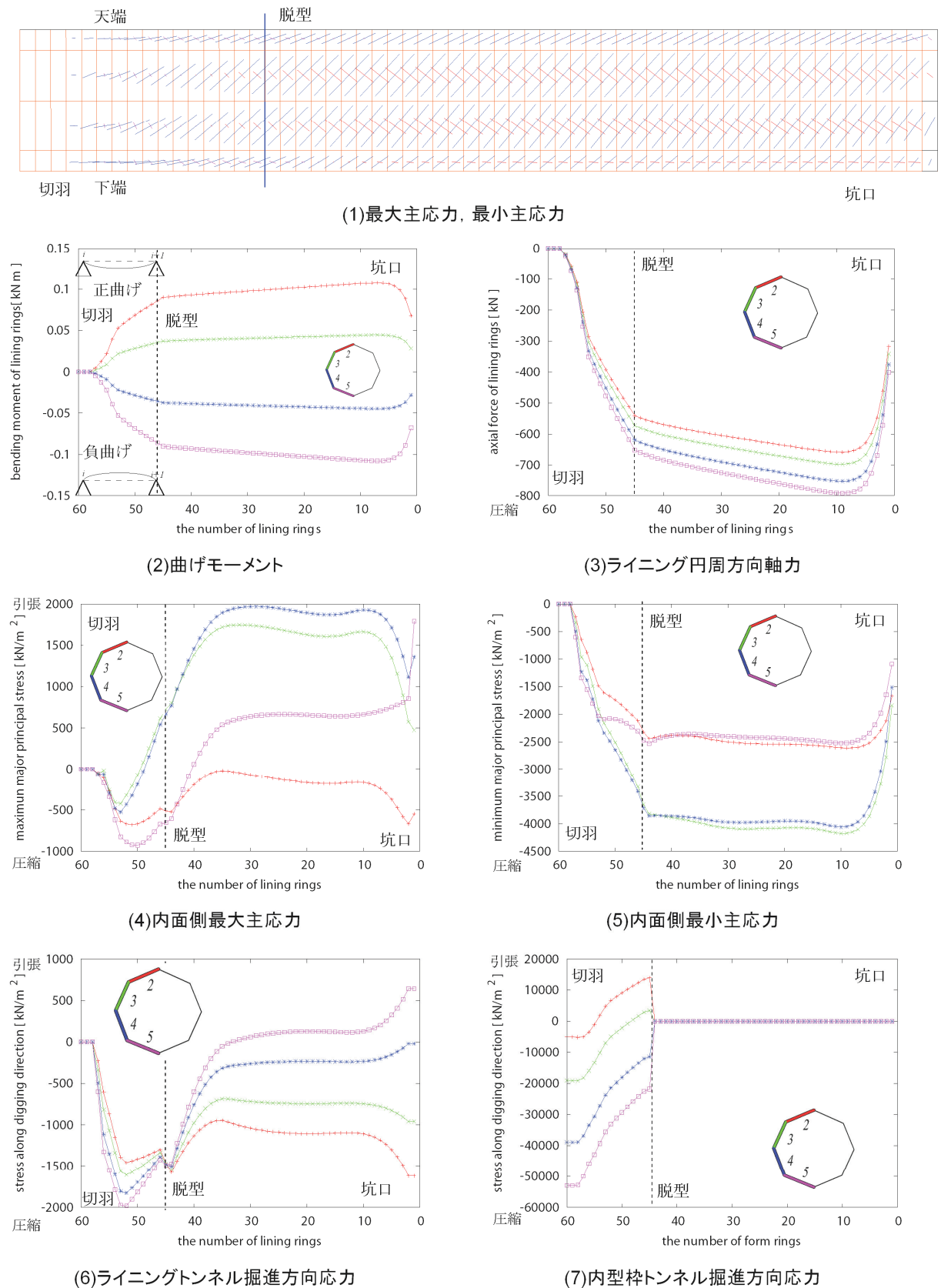
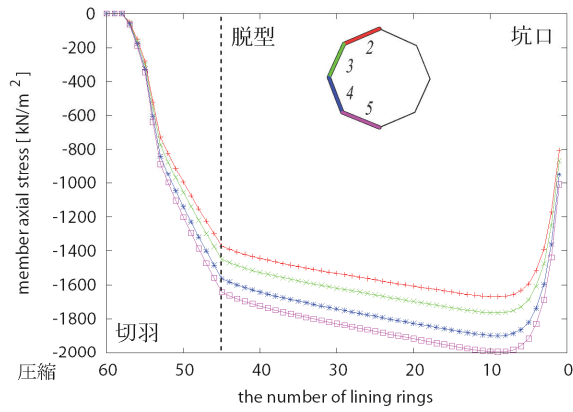
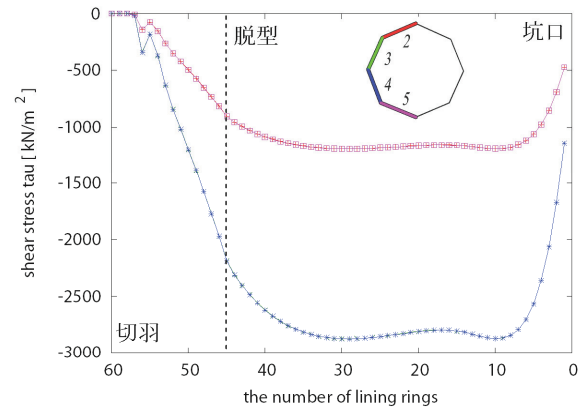


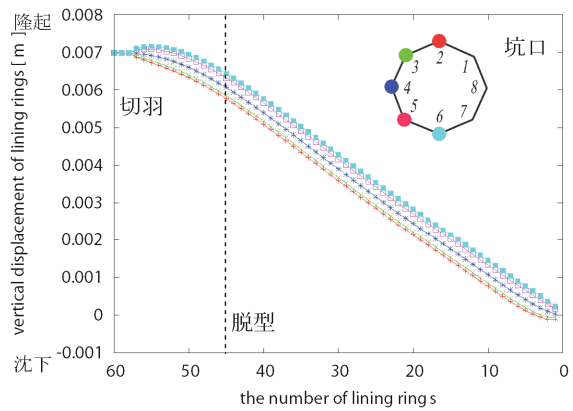
図-6.11 (その1) 解析結果 (4A: ジャッキ No.1,2,3 上側抜き)



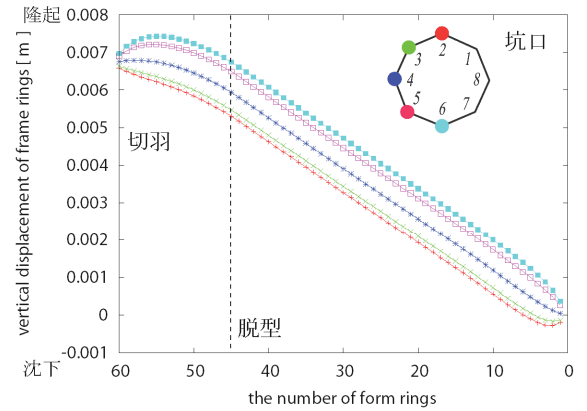
(8)ライニングトンネル円周方向応力



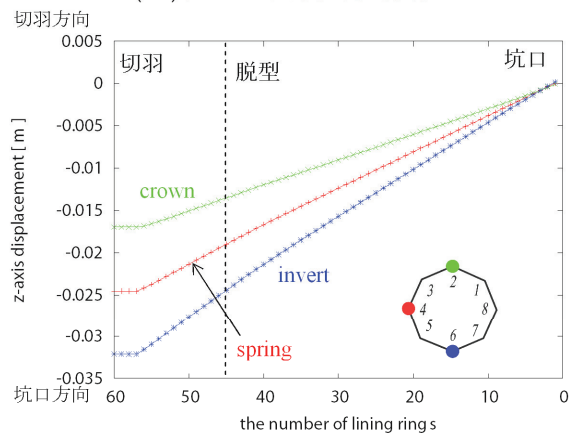
(9)ライニングせん断応力



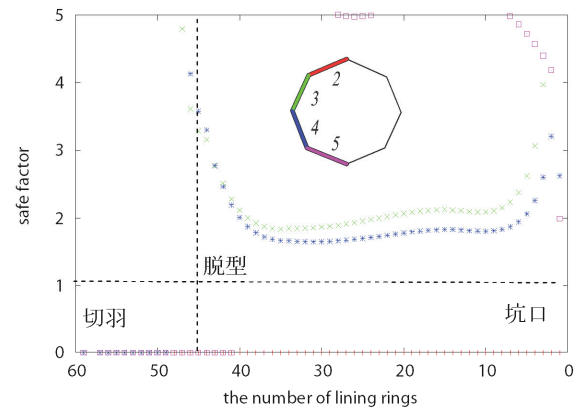
(10)ライニング鉛直方向変位



(11)内型枠鉛直方向変位

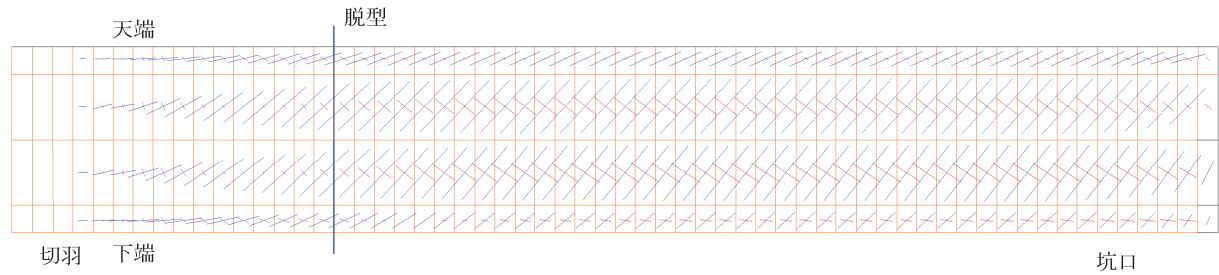


(12)ライニングトンネル掘進方向変位

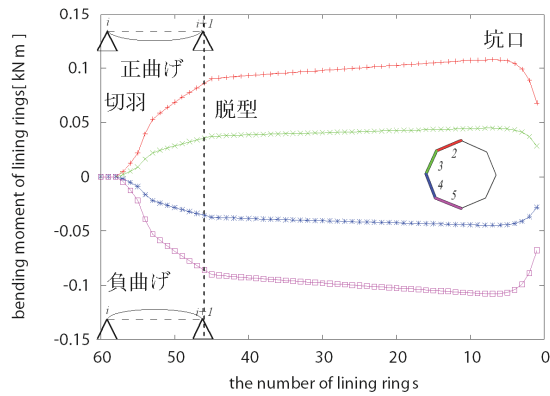


(13)安全指数

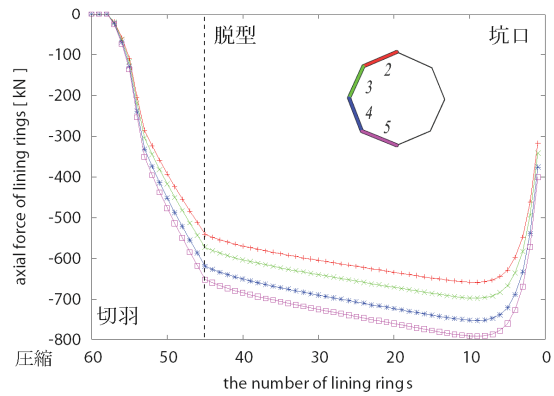
図-6.11 (その2) 解析結果 (4A: ジャッキ No.1,2,3 上側抜き)



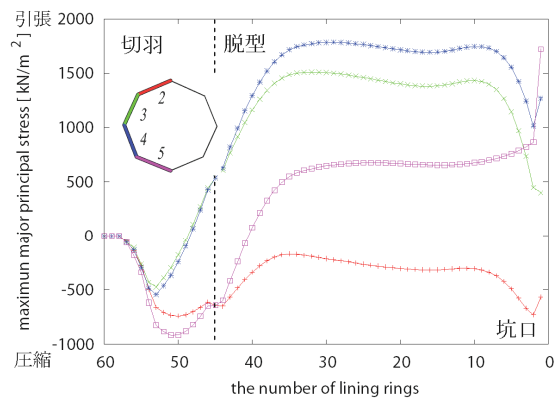
(1)最大主応力, 最小主応力



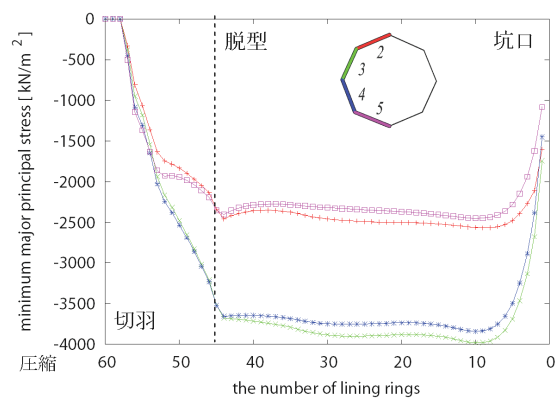
(2)曲げモーメント



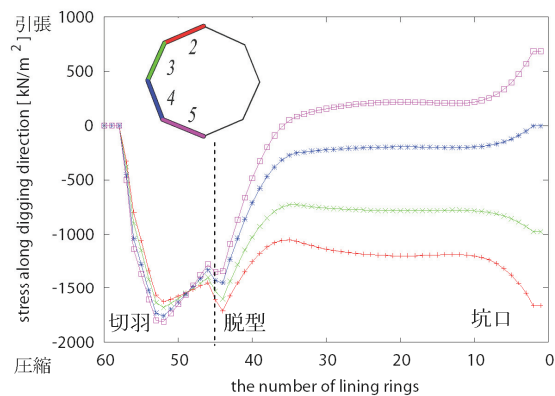
(3)ライニング円周方向軸力



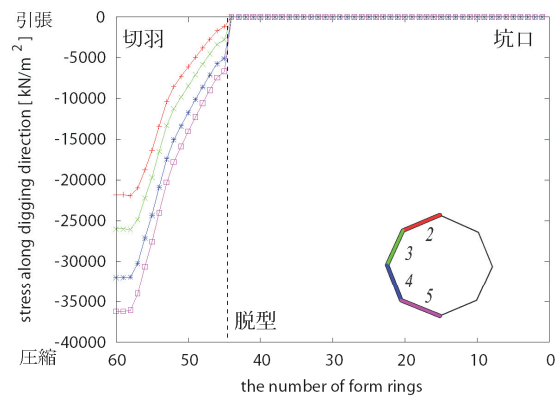
(4)内面側最大主応力



(5)内面側最小主応力

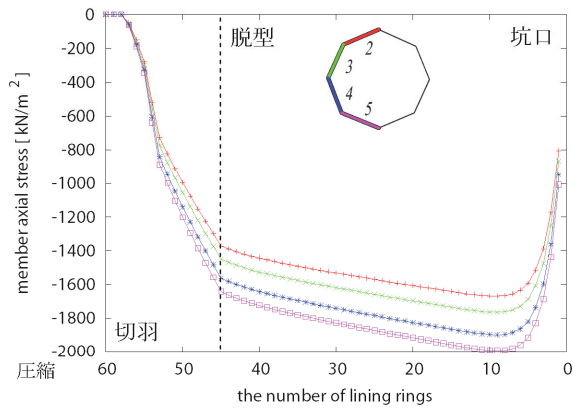


(6)ライニングトンネル掘進方向応力

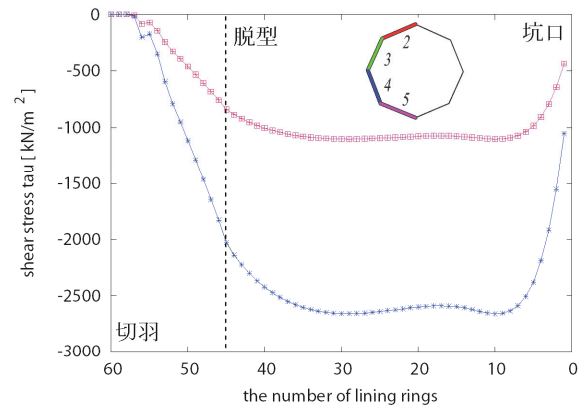


(7)内型枠トンネル掘進方向応力

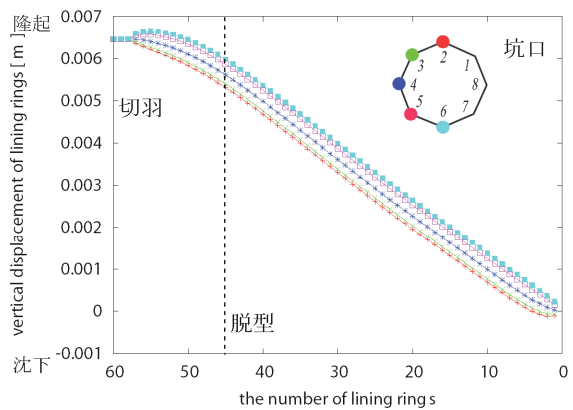
図-6.12 (その 1) 解析結果 (4B: ジャッキ No.2 上側抜き)



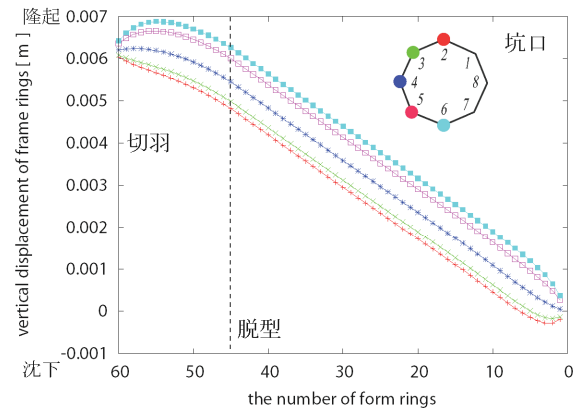
(8)ライニングトンネル円周方向応力



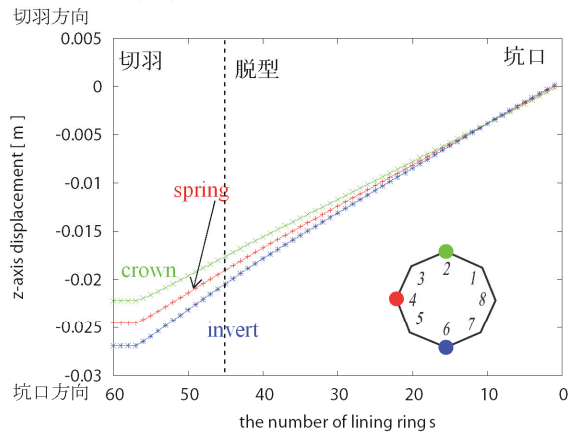
(9)ライニングせん断応力



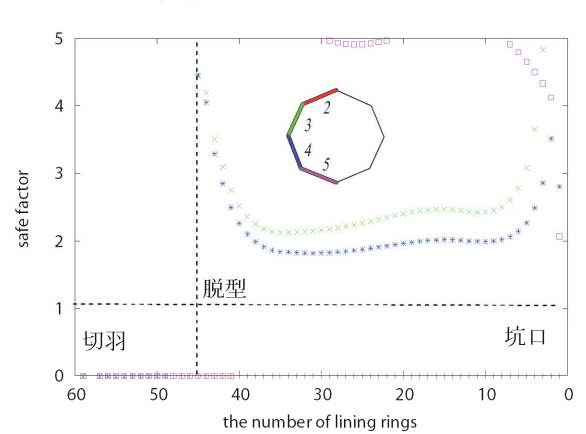
(10)ライニング鉛直方向変位



(11)内型枠鉛直方向変位



(12)ライニングトンネル掘進方向変位



(13)安全指数

図-6.12 (その2) 解析結果 (4B: ジャッキ No.2 上側抜き)

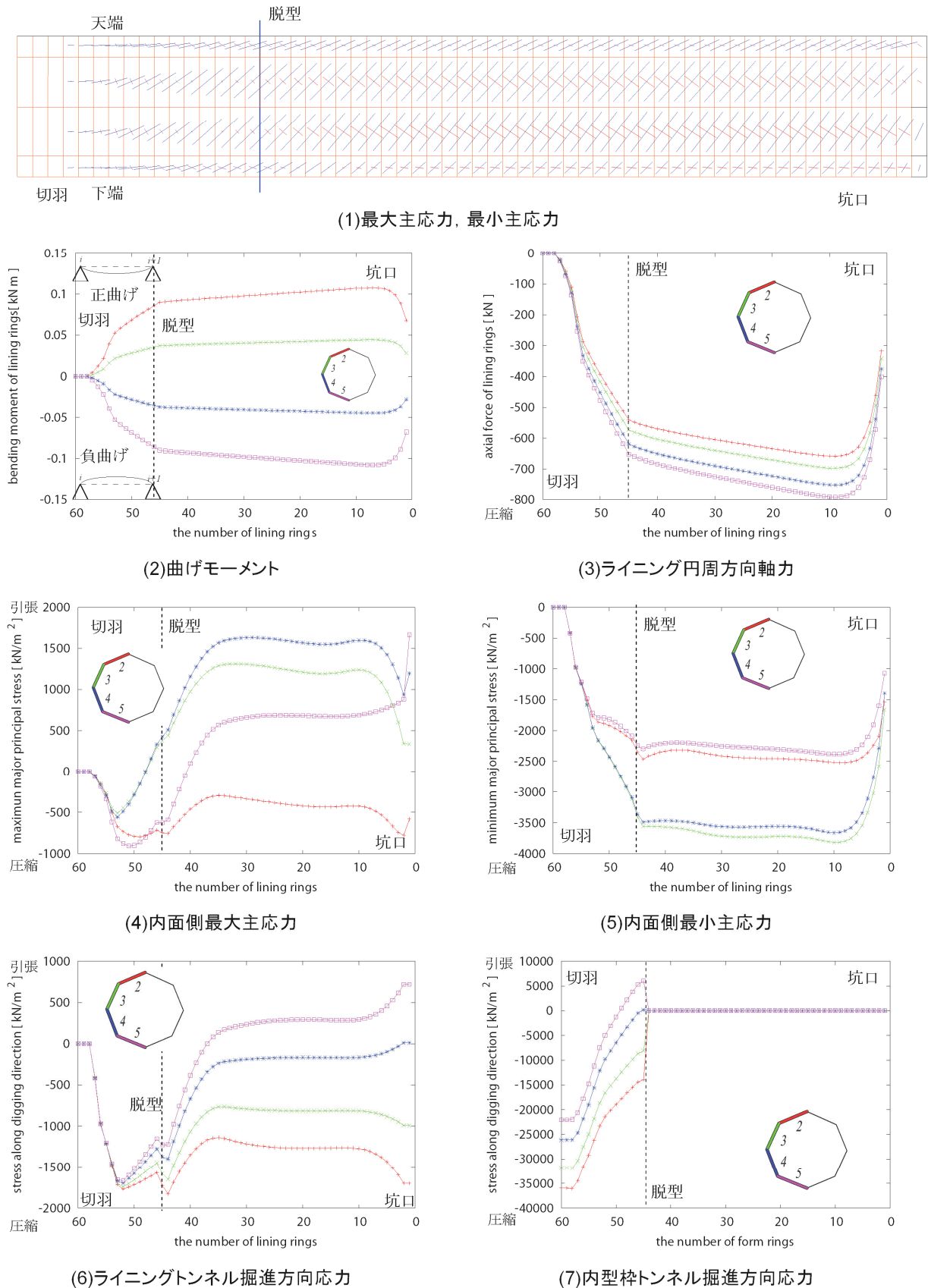
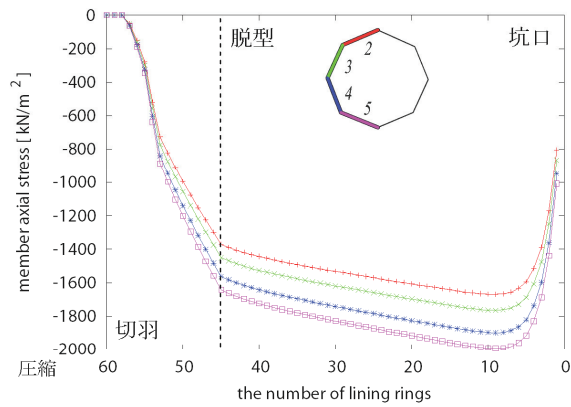
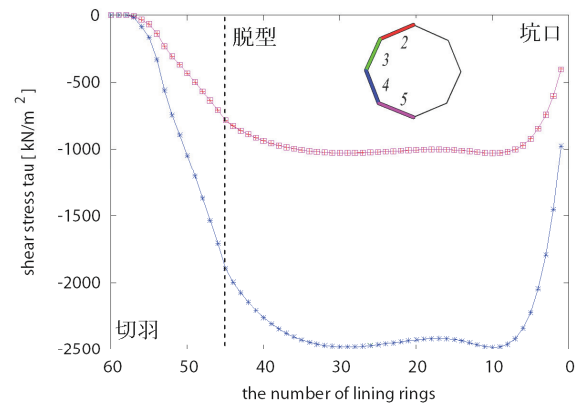


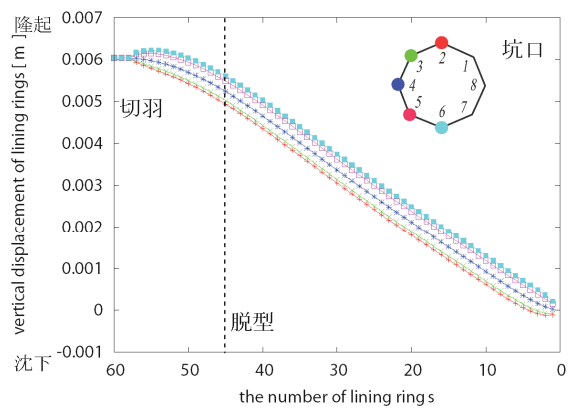
図-6.13 (その 1) 解析結果 (4C: ジャッキ No.6 下側抜き)



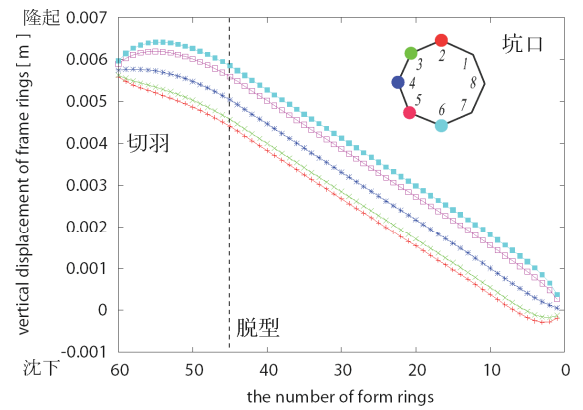
(8)ライニングトンネル円周方向応力



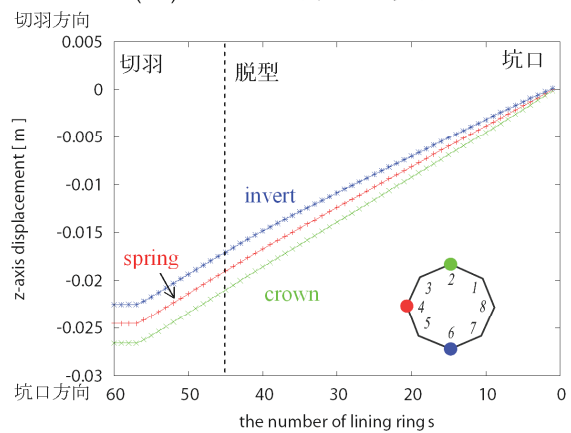
(9)ライニングせん断応力



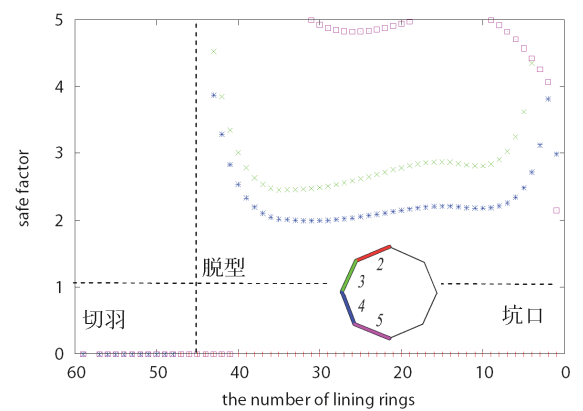
(10)ライニング鉛直方向変位



(11)内型枠鉛直方向変位



(12)ライニングトンネル掘進方向変位



(13)安全指数

図-6.13 (その2) 解析結果 (4C: ジャッキ No.6 下側抜き)

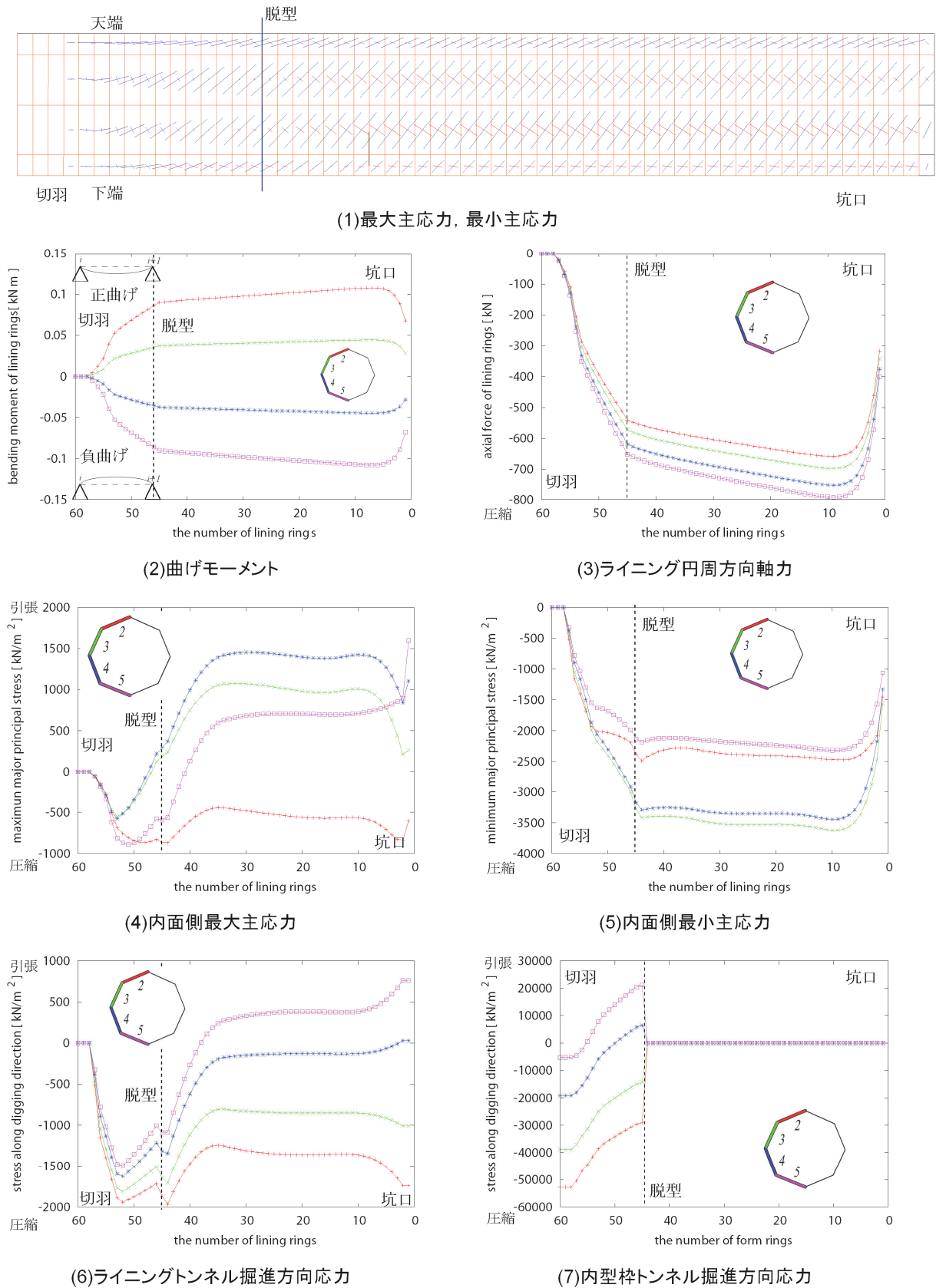
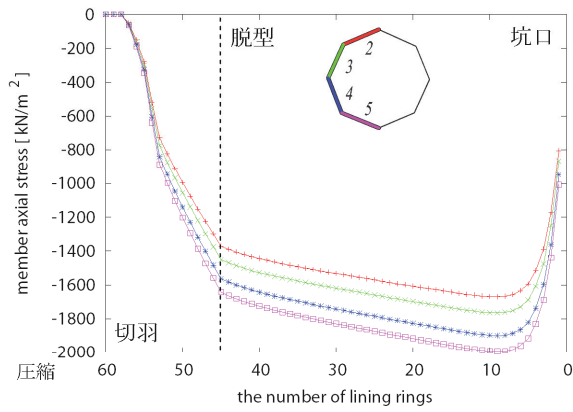
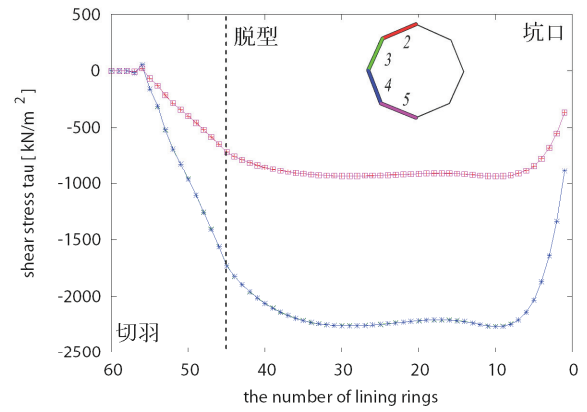


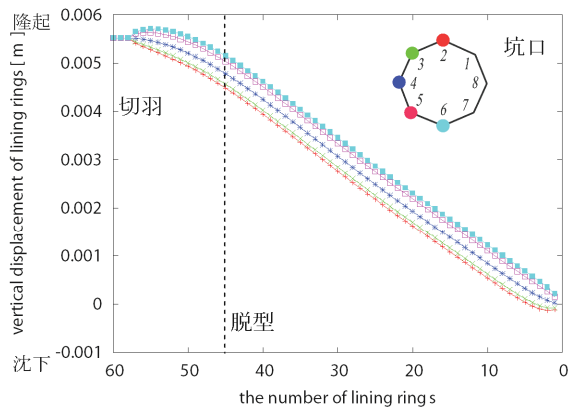
図-6.14 (その1) 解析結果 (4D: ジャッキ No.5,6,7 下側抜き)



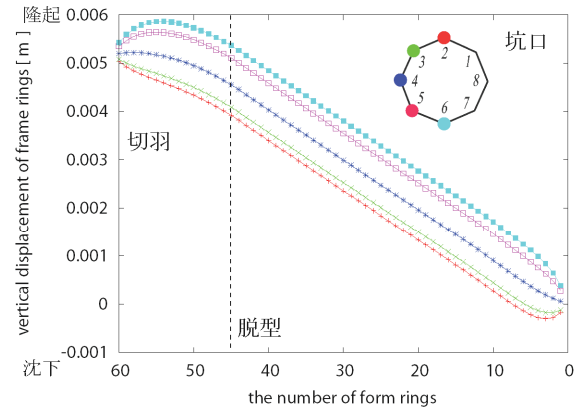
(8)ライニングトンネル円周方向応力



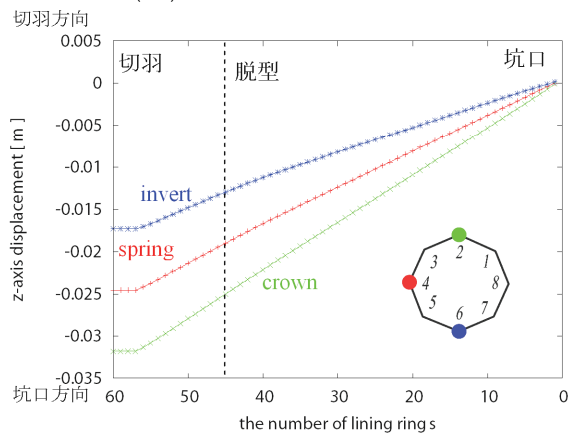
(9)ライニングせん断応力



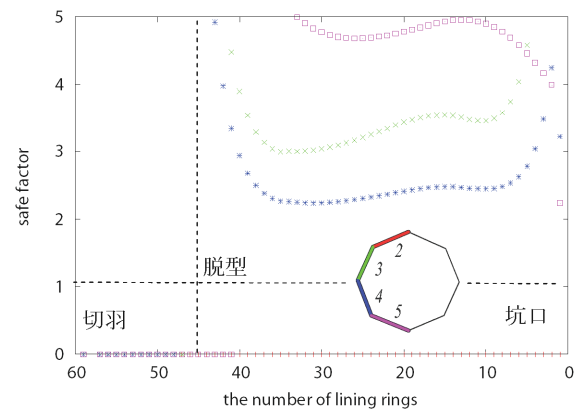
(10)ライニング鉛直方向変位



(11)内型枠鉛直方向変位

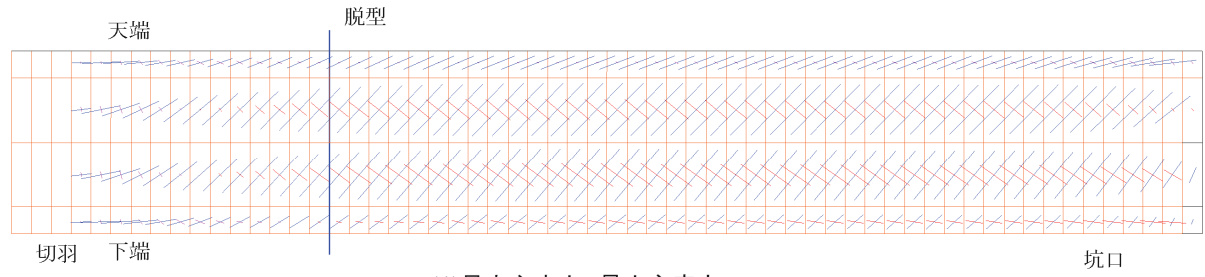


(12)ライニングトンネル掘進方向変位

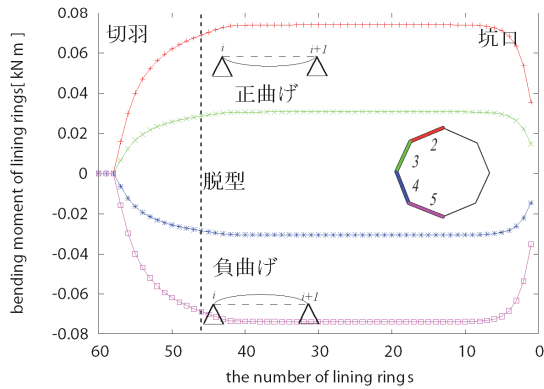


(13)安全指数

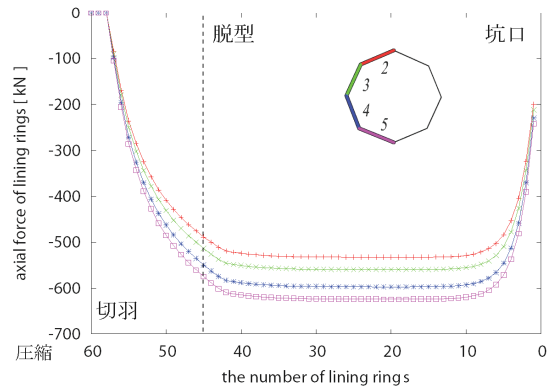
図-6.14 (その2) 解析結果 (4D: ジャッキ No.5,6,7 下側抜き)



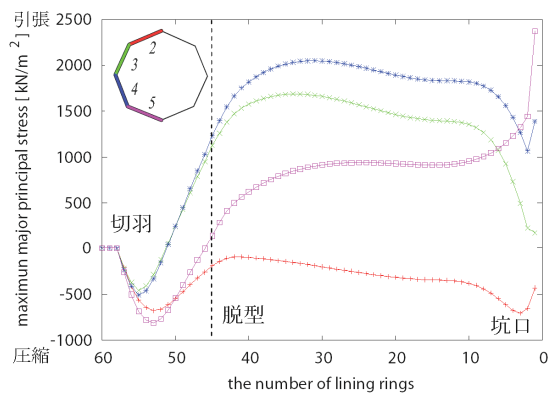
(1)最大主応力, 最小主応力



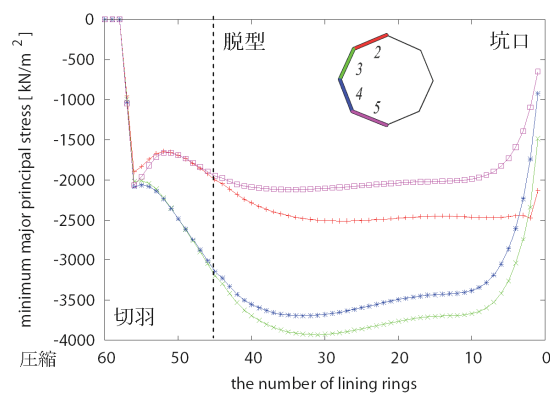
(2)曲げモーメント



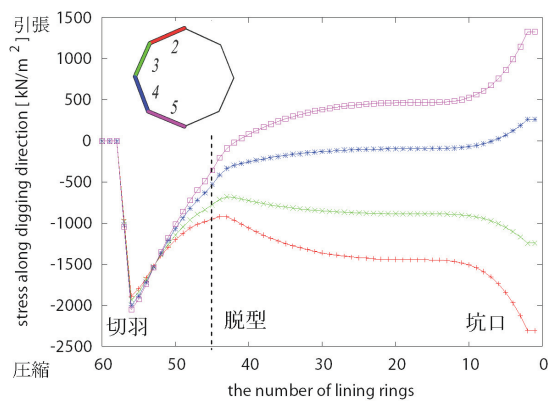
(3)ライニング円周方向軸力



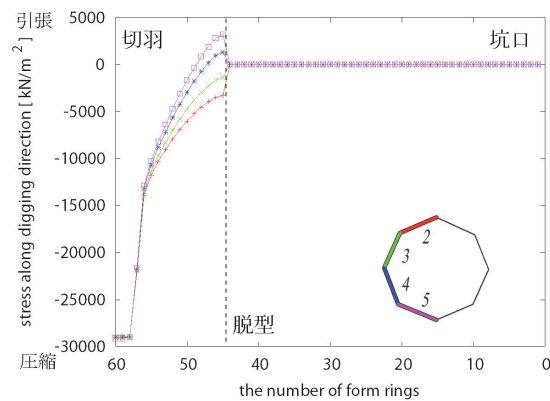
(4)内面側最大主応力



(5)内面側最小主応力

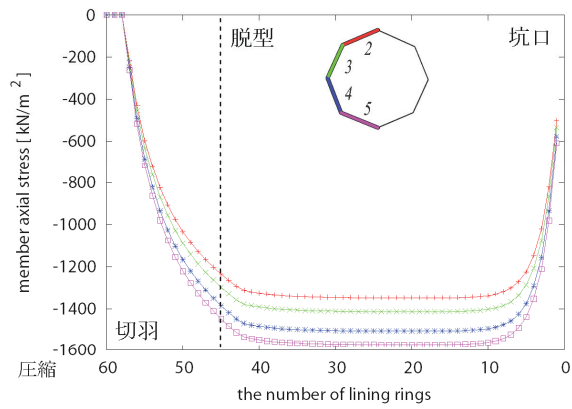


(6)ライニングトンネル掘進方向応力

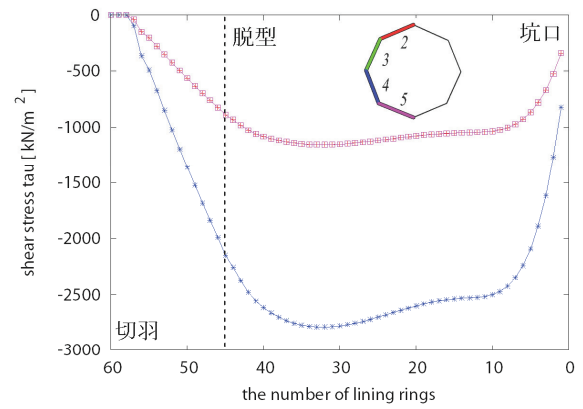


(7)内型枠トンネル掘進方向応力

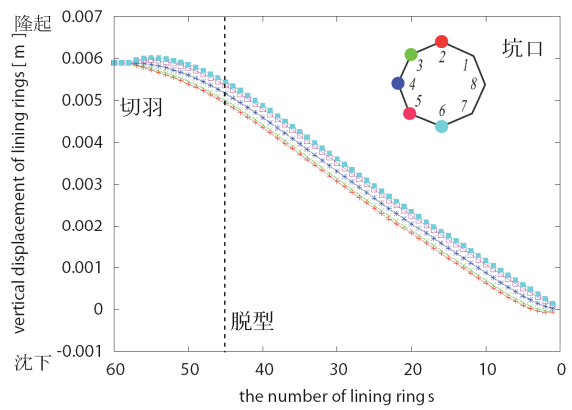
図-6.15 (その1) 解析結果 (5A: コンクリート硬化速度 3 倍)



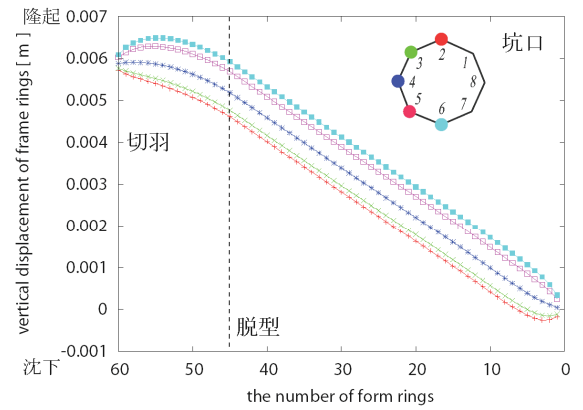
(8)ライニングトンネル円周方向応力



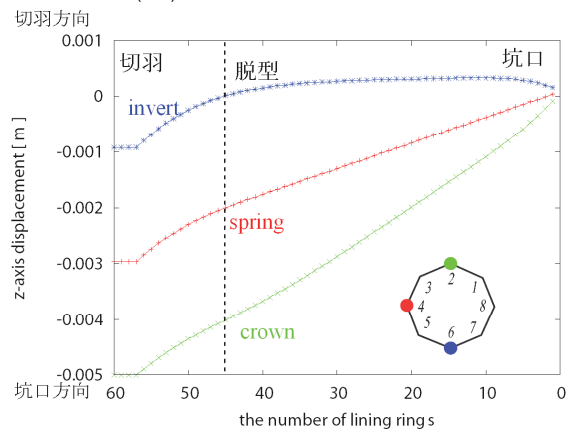
(9)ライニングせん断応力



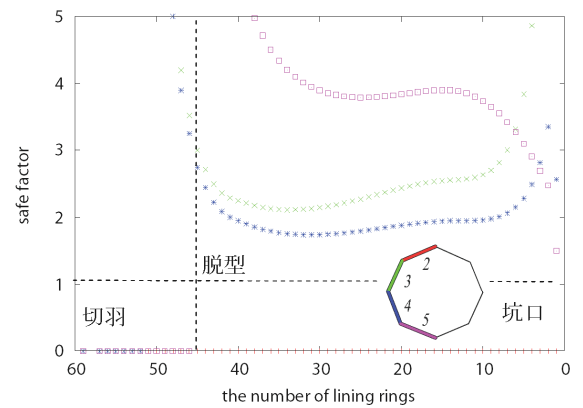
(10)ライニング鉛直方向変位



(11)内型枠鉛直方向変位



(12)ライニングトンネル掘進方向変位



(13)安全指数

図-6.15 (その2) 解析結果 (5A: コンクリート硬化速度3倍)

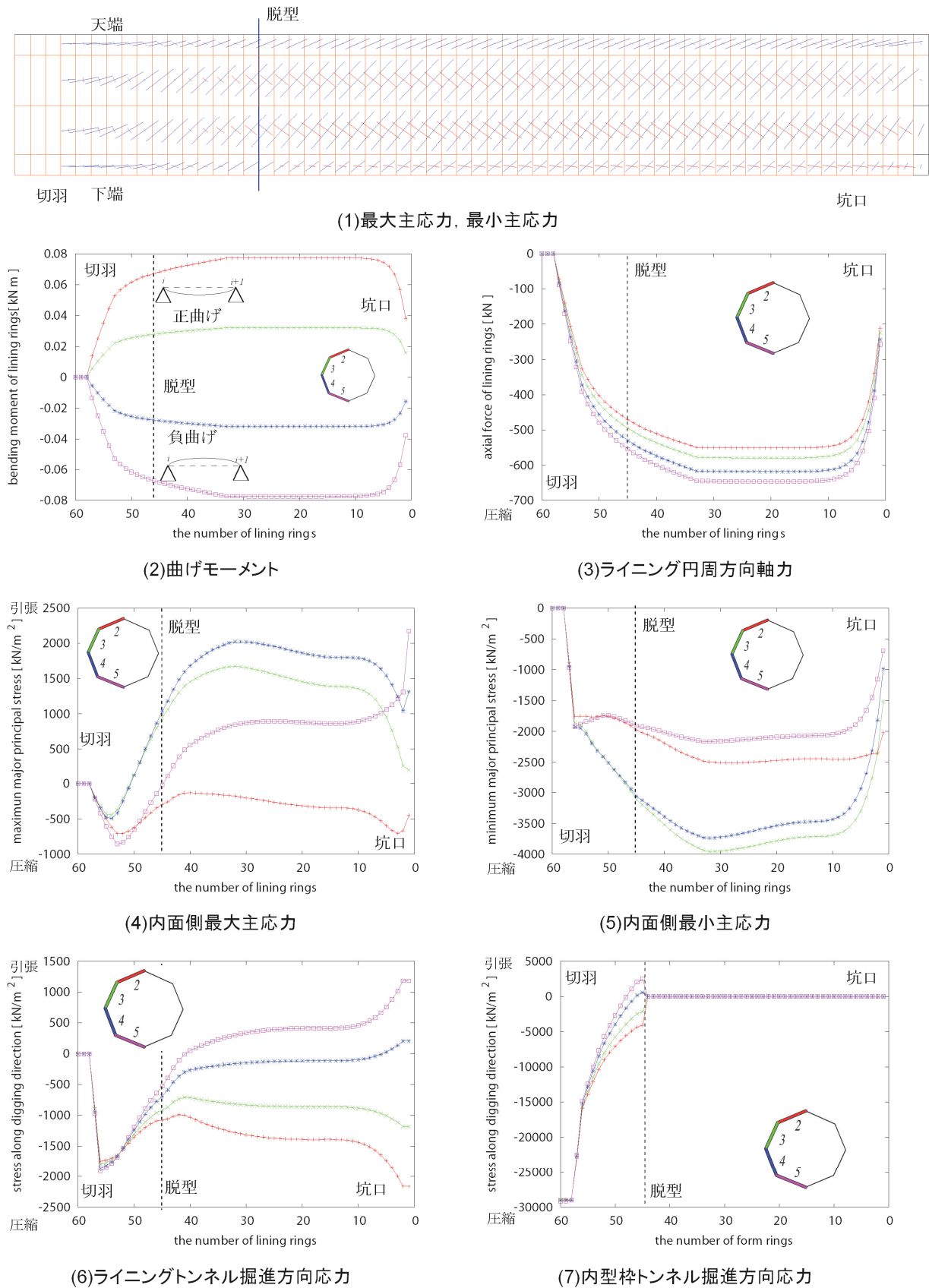
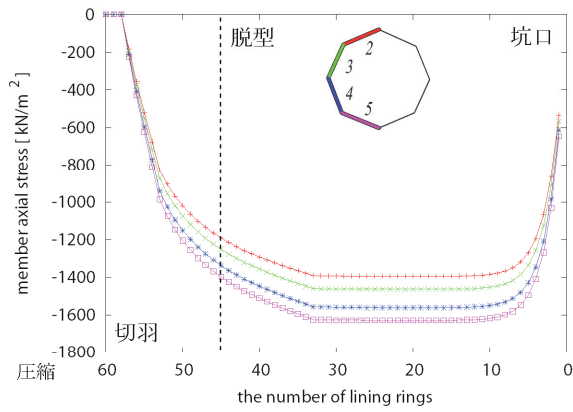
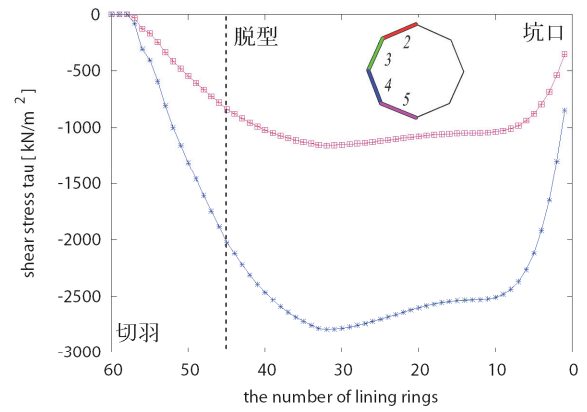


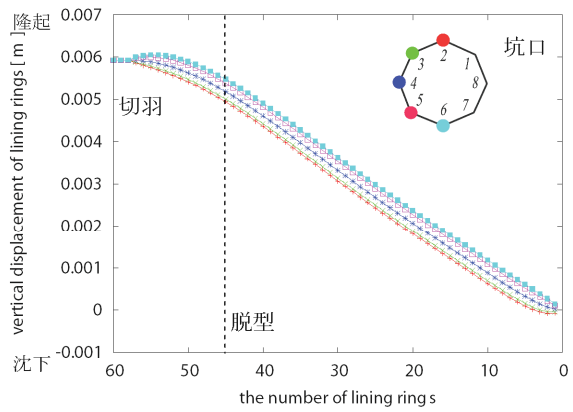
図-6.16 (その1) 解析結果 (5B: コンクリート硬化速度 2 倍)



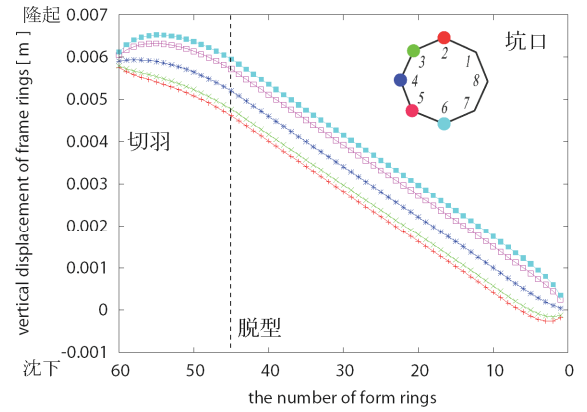
(8)ライニングトンネル円周方向応力



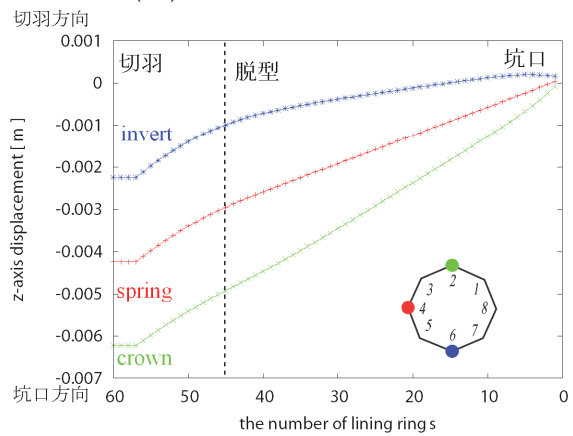
(9)ライニングせん断応力



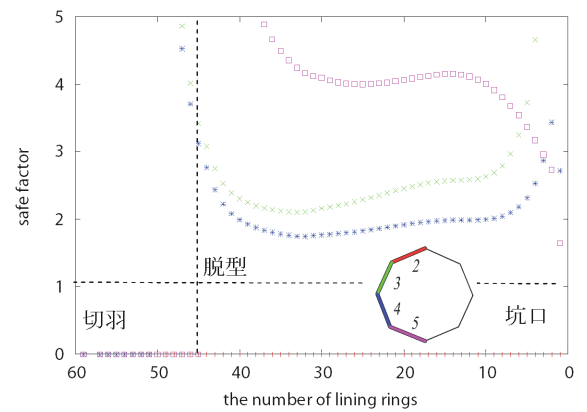
(10)ライニング鉛直方向変位



(11)内型枠鉛直方向変位



(12)ライニングトンネル掘進方向変位



(13)安全指数

図-6.16 (その2) 解析結果 (5B: コンクリート硬化速度 2 倍)

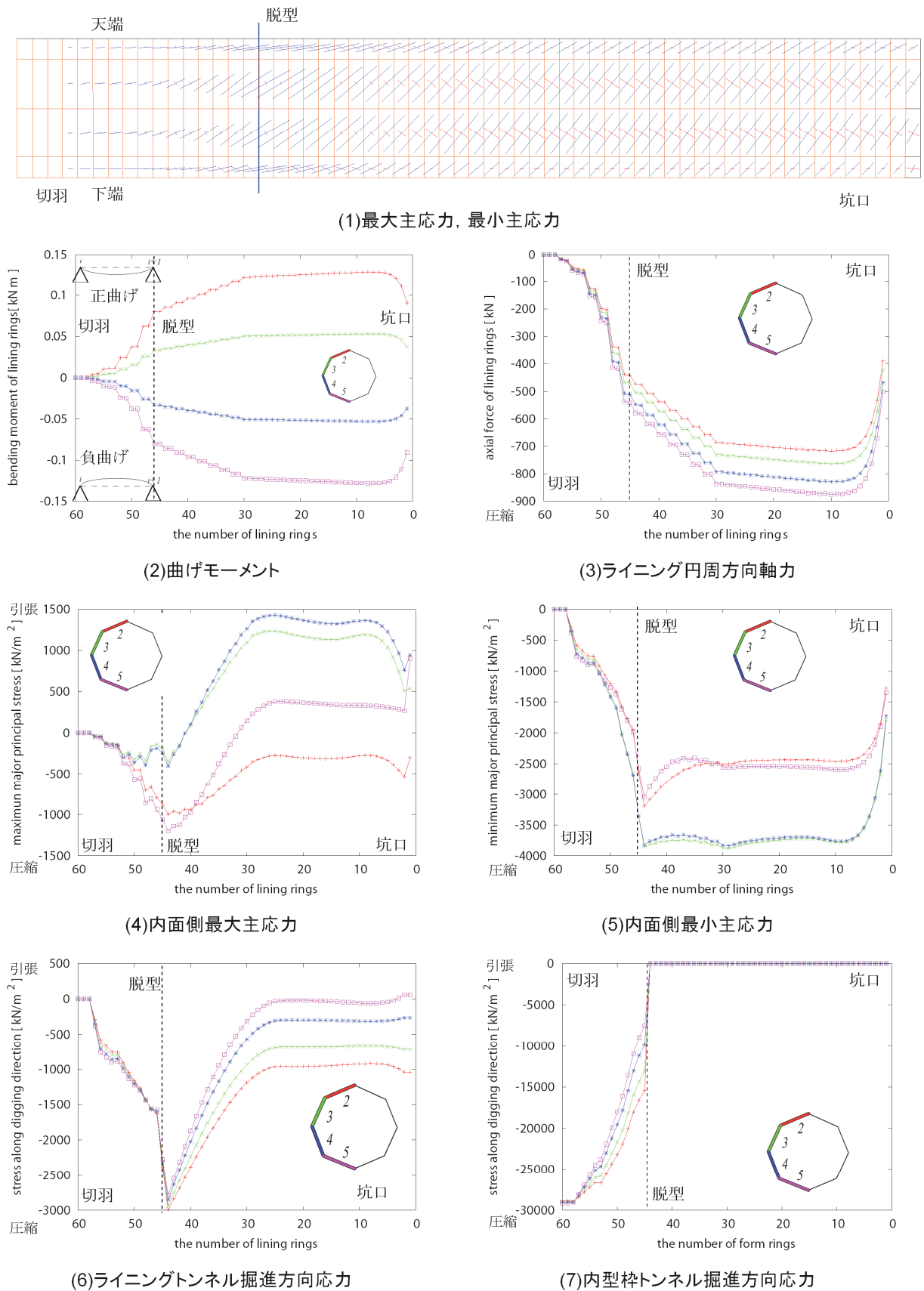
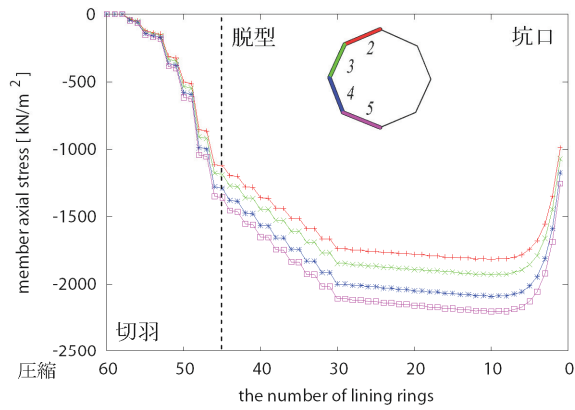
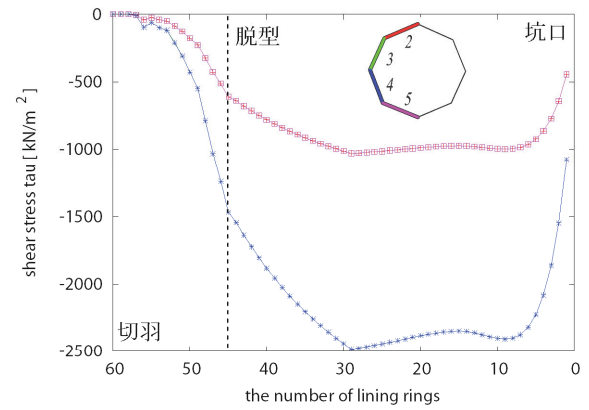


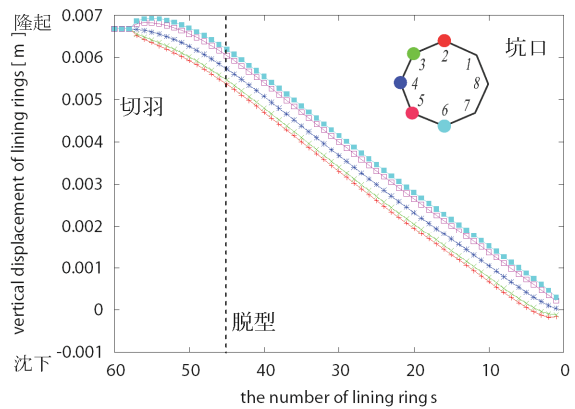
図-6.17 (その1) 解析結果 (5C: コンクリート硬化速度 0.5 倍)



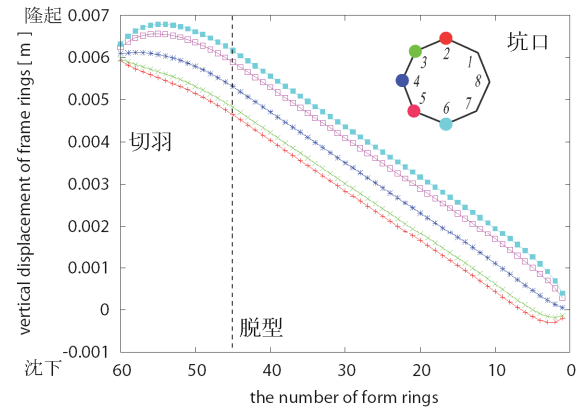
(8)ライニングトンネル円周方向応力



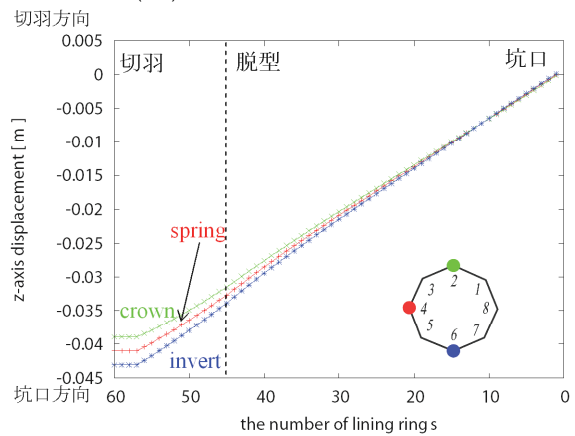
(9)ライニングせん断応力



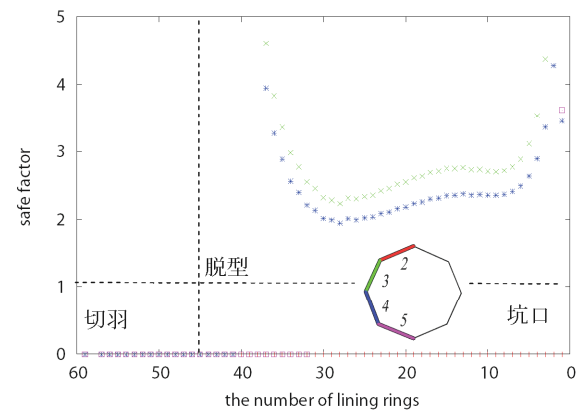
(10)ライニング鉛直方向変位



(11)内型枠鉛直方向変位



(12)ライニングトンネル掘進方向変位



(13)安全指数

図-6.17 (その2) 解析結果 (5C: コンクリート硬化速度 0.5 倍)

(1)土被りの影響

クラックに対する土被りの影響を検討するため、基準ケース（土被り 20m：図-6.2）と 1A（土被り 40m：図-6.3），1B（土被り 10m：図-6.4）の計算結果を比較する。

また、土被りが異なる場合における、各ケースの安全指数の最小値と最大主応力の最大値を比較し、図-6.18 に示す。図-6.18 の安全指数と最大主応力は、坑口側の境界条件の影響を除去するため、坑口から 20 リングを除いた区間での最小値、最大値としている。以下の各パラメータに関する検討で、全トンネル区間での安全指数の最小値と最大主応力の最大値は、坑口から 20 リングを除いた区間を対象とする。

さらに、土被りが異なる場合における、ライニングと内型枠の鉛直方向の最大変位量を図-6.19 に示す。

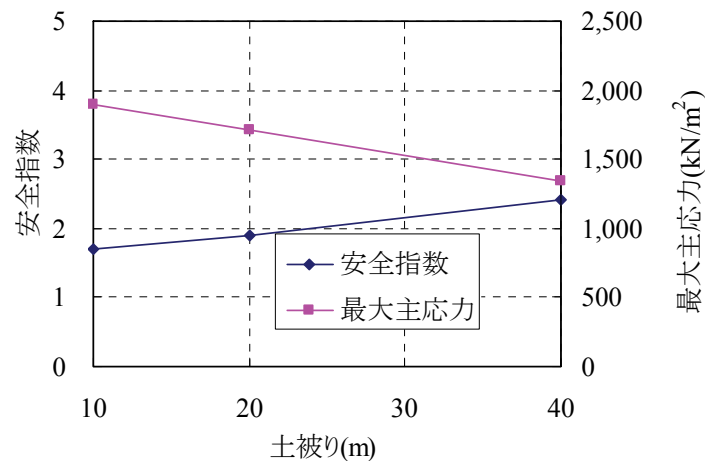


図-6.18 安全指数と最大主応力への土被りの影響

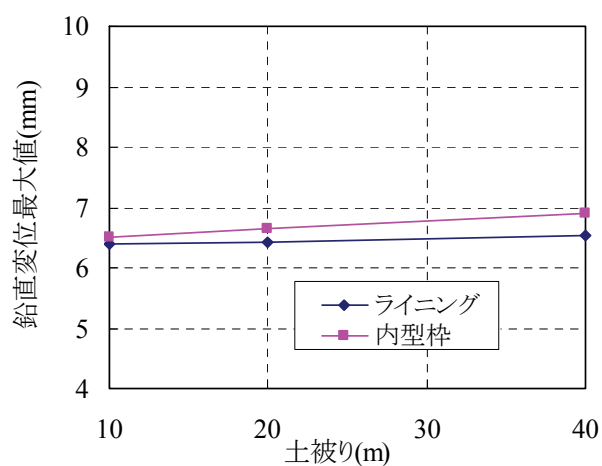


図-6.19 ライニングと内型枠の鉛直変位に対する土被りの影響

クラックに対し、土被りは以下のような影響を有すると考えられる。

- クラックの発生方向を示す最小主応力方向は、すべて掘進方向斜め下向きとなった。最小主応力方向の土被りによる差は小さかったが、土被りが大きいほど円周方向応力が大きくなるため、鉛直に近くなる傾向が見られた。
- 土被りに関係なく、ライニングの安全指数は、切羽から 30 リング目付近で最小となった。これは、せん断応力が 30 リング目付近で最大となっていることが要因と考えられる。
- 土被りが大きくなることによって、トンネル延長全体で、ライニングの円周方向の圧縮応力 σ_x が大きくなった。このため、図-6.18 のように、土被りが大きくなるほど、最大主応力が小さくなるとともに、安全指数が大きくなっている。
- 図-6.19 によると、ライニングと内型枠の鉛直変位量の最大値は若干増加している。これは、鉛直変位の最大値がライニングと内型枠の底部（節点 6）で発生し、土被りが増加すると、ライニングのリングとしての変形量が大きくなるためである。したがって、ライニングの SL 位置での鉛直方向変位量は土被りによらず同じ大きさである。

(2)地盤の弾性係数の影響

クラックに対する地盤の弾性係数の影響を検討するため、基準ケース（弾性係数 $1 \times 10^5 \text{ kN/m}^2$: 図-6.2）と 2A（弾性係数 $1 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$: 図-6.5）～2D（弾性係数 $1 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$: 図-6.8）の計算結果を比較する。

また、地盤の弾性係数が異なる場合における、全トンネル区間での安全指数の最小値と最大主応力の最大値を図-6.20 で比較する。さらに、ライニングと内型枠の鉛直方向の最大変位量を図-6.21 で比較する。

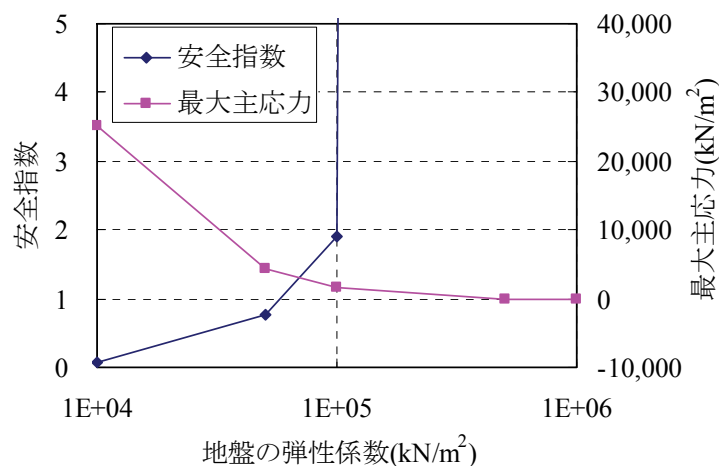


図-6.20 安全指数と最大主応力への地盤の弾性係数の影響

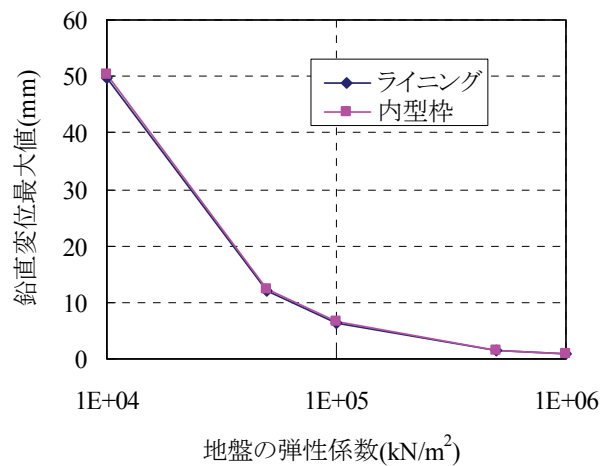


図-6.21 ライニングと内型枠の鉛直変位に対する地盤の弾性係数の影響

クラックに対し、地盤の弾性係数は以下のような影響を有すると考えられる。

- a) クラックの発生方向を示す最小主応力方向はすべて掘進方向斜め下向きである。また、地盤の弾性係数が大きいほど、最小主応力方向が水平に近づく。これは、地盤の弾性係数が大きくなるほど、ライニングの円周方向応力が小さくなるためである。
- b) 図-6.20のように、地盤の弾性係数が $1.0 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$ 程度と小さい場合、ライニングに発生する最大主応力が大きくなり、安全指数が小さくなる。逆に地盤の弾性係数が $1.0 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ 程度まで大きくなると、最大主応力が常に圧縮となり、安全指数が計算できない。他のパラメータを変更した場合に比べて、地盤の弾性係数が変化すると、最大主応力や安全指数が非常に敏感に変化している。
- c) 図-6.21のように、地盤の弾性係数が小さくなると、ライニングの鉛直変位量が急激に大きくなる。地盤の弾性係数が小さな場所では、ライニングの鉛直変位量の増大にともなってせん断応力が大きくなり、最終的に最大主応力が大きくなる。地盤強度の小さな場所では、ライニングの鉛直上向き変位とともに生じるクラックのパターンが存在すると考えられる。

(3) 推力の影響

クラックに対する推力の影響を検討するため、基準ケース（推力 40,000kN：図-6.2）と 3A（推力 60,000kN：図-6.9）、3B（推力 0N：図-6.10）の計算結果を比較する。

また、推力が異なる場合における、全トンネル区間での安全指数の最小値と最大主応力の最大値を図-6.22で、ライニングと内型枠の鉛直方向の最大変位量を図-6.23で比較する。

これによると、クラックに対し、推力は以下のような影響を有していると考えられる。

- a) クラックの発生方向を示す最小主応力方向はすべて掘進方向斜め下向きであり、推力が大きいほど最小主応力方向は水平に近づく。これは、推力が大きいほど、掘進方向の応力が大きくなるためである。

- b) 図-6.22 と図-6.23 によると、ライニングの安全指数・最大主応力、ライニングと内型枠の鉛直方向変位量は、推力に関係なく同じ値となる。また、ライニングの円周方向応力やせん断力の大きさは推力に関係なく同じで、掘進方向応力のみが変化する。上記の傾向は、施工時の観察で、推力が小さいほどクラックが発生しやすいという結果と異なる。
- c) 図-6.24 に、推力が異なる場合における、ライニング要素4の最大主応力のトンネル延長分布と各リングでのコンクリートの引張強度を示す。
- d) 図-6.24 をもとに、ライニングの引張強度と最大主応力の差に注目すると、推力が小さいほど、最大主応力が引張に変化するリングが切羽に近くなる。特に推力が 0kN の場合、53 リングで引張強度と最大主応力の差が小さくクラックが発生しやすい状態となっていることがわかる。したがって、最大主応力が圧縮の場合は計算できないため、安全指数では説明できないが、推力が小さいほど、クラックが発生しやすくなると言える。

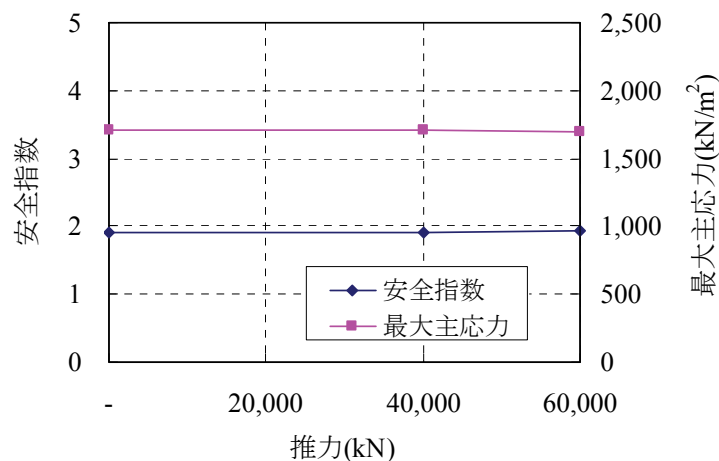


図-6.22 安全指数と最大主応力への推力の影響

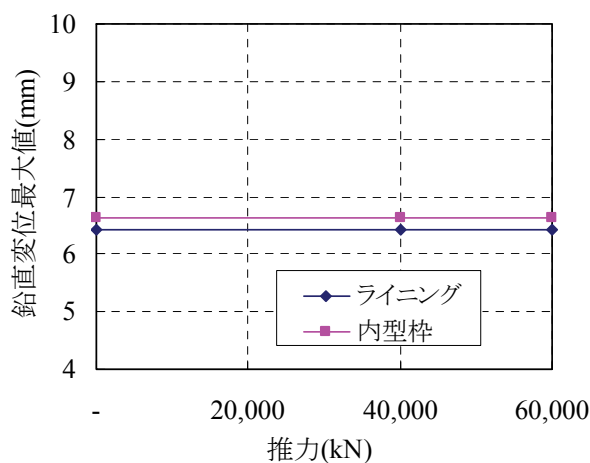


図-6.23 ライニングと内型枠の鉛直変位に対する推力の影響

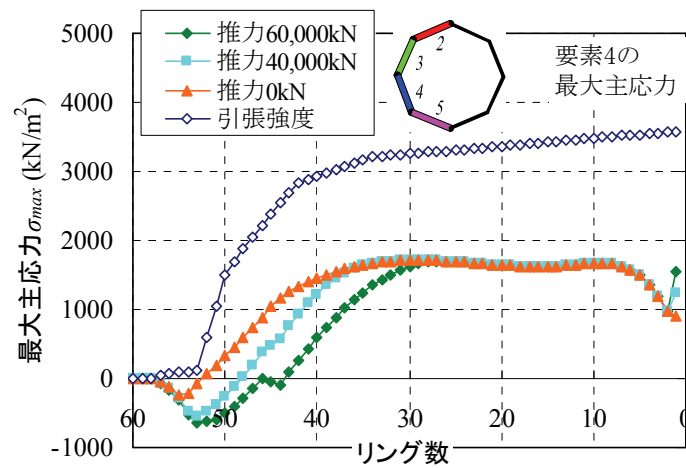


図-6.24 推力による最大主応力のトンネル延長での変化

(4)推力によるモーメントの影響

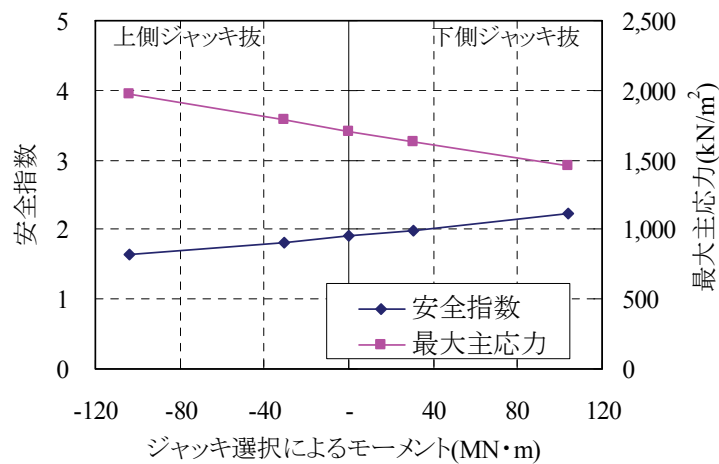


図-6.25 安全指数と最大主応力へのモーメントの影響

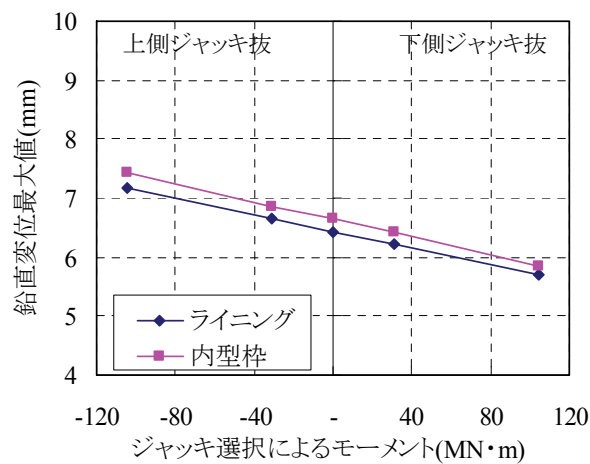


図-6.26 ライニングと内型枠の鉛直変位に対するモーメントの影響

クラックに対する推力によるモーメントの影響を検討するため、基準ケース（全ジャッキ使用：図-6.2）と 4A（上側ジャッキ抜：図-6.11）～4D（下側ジャッキ抜：図-6.14）の計算結果を比較する。

また、推力によるモーメントが異なる場合における、全トンネル区間での安全指数の最小値と最大主応力の最大値を図-6.25 で比較する。さらに、ライニングと内型枠の鉛直方向の最大変位量を図-6.26 で比較する。

クラックに対し、ジャッキ選択にともなうモーメントは以下のような影響を有していると考えられる。

- クラックの発生方向を示す最小主応力方向は、さまざまなパラメータを変化させても、掘進方向斜め下向きとなるケースがほとんどであるが、ケース 4D（下側ジャッキ 3 本抜き）では、切羽先端から 5 リング目で最小主応力方向が掘進方向斜め上向きとなった。これはケース D の切羽でのせん断応力が正になったためである。
- 下側ジャッキを抜き、モーメントが大きくなると、図-6.26 のように鉛直変位量が小さくなる。これにより、せん断応力も小さくなり、最大主応力が小さくなっている。
- ライニングの円周方向応力は、ジャッキ推力にともなうモーメントに関係なく同じ値となる。

(5)コンクリート硬化速度の影響

クラックに対するコンクリート硬化速度の影響を検討するため、基準ケース（図-6.2）と 5A（3 倍：図-6.15）～5C（0.5 倍：図-6.17）の計算結果を比較する。

また、コンクリート硬化速度が異なる場合における、トンネル延長での安全指数の最小値と最大主応力の最大値を図-6.27 で比較する。さらに、ライニングと内型枠の鉛直方向の最大変位量を図-6.28 で比較する。

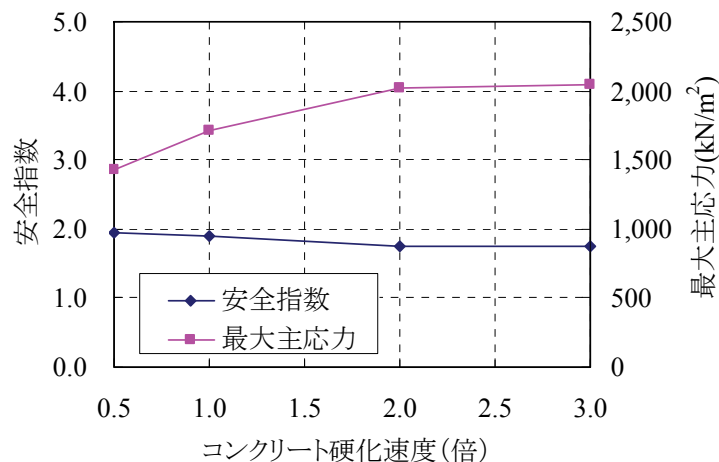


図-6.27 安全指数と最大主応力へのコンクリート硬化速度の影響

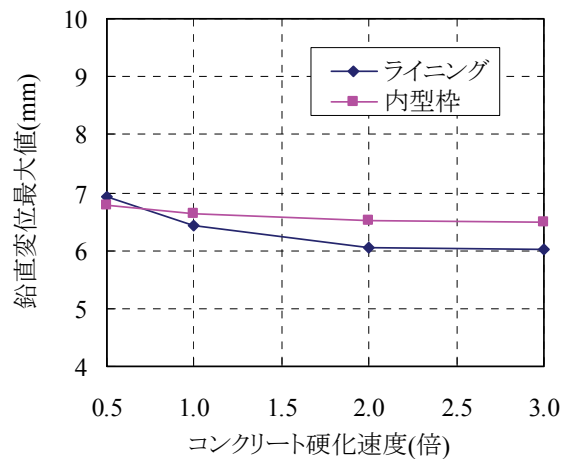


図-6.28 ライニングと内型枠の鉛直変位に対するコンクリート硬化速度の影響

クラックに対し，コンクリート硬化速度は以下のような影響を有すると考えられる．

- a) クラックの発生方向を示す最小主応力方向は全掘進延長で掘進方向斜め下向きである．コンクリート硬化速度が遅くなると，若干，最小主応力方向が鉛直に近づく．
- b) 図-6.27 のように，コンクリート硬化速度が大きくなると，早期にコンクリートの剛性が高まるため，ライニングの負担する荷重が増え，最大主応力は大きくなる．同時に，コンクリートの引張強度も増加する．したがって，安全指数はコンクリートの硬化速度に応じて単調に増加，または，減少していない．今回の計算条件では硬化速度が2倍となったときに，最もクラックの安全指数が小さくなった．
- c) 図-6.28 のように，ライニングと内型枠の鉛直変位は，コンクリート硬化速度が遅いほど大きくなる．しかし，コンクリートの弾性係数が小さいため，コンクリート硬化速度が速い場合よりもせん断応力は小さい．
- d) コンクリート硬化速度が遅くなると，安全指数が最小となるリングが坑口側に移動し，硬化速度が速くなると，切羽側に移動する．

6.2.3 パラメータスタディのまとめ

パラメータスタディを実施した結果、各パラメータを変化させることによって、クラックの安全指数にあたる傾向を表-6.4に、最小主応力方向に与える影響を表-6.5にまとめる。

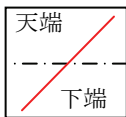
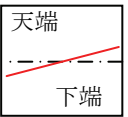
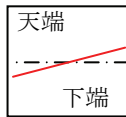
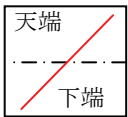
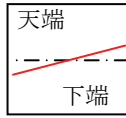
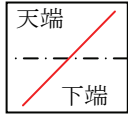
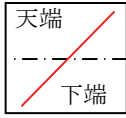
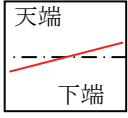
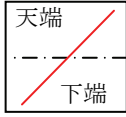
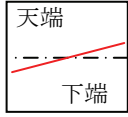
表-6.4 パラメータと安全指数の傾向

パラメータ		安全指数(クラックの発生し難さ)の傾向			
1	土被り	土被りが大きい	クラック発生: 難	↑安全指数	土被りが小さい
		土被りが小さいほどクラックは発生しやすくなる	クラック発生: 易		
2	地盤の弾性係数	硬質地盤	クラック発生: 難	↑安全指数	軟弱地盤
		地盤が軟弱なほどクラックが発生しやすくなる	クラック発生: 易		
3	推力	推力が大きい	クラック発生: 難	↑安全指数	推力が小さい
		推力が変化してもクラックの発生しやすさは変わらない	クラック発生: 易		
4	ジャッキ選択	上側ジャッキを抜く	クラック発生: 易	↑安全指数	下側ジャッキを抜く
		上側ジャッキを抜くとクラックが発生しやすくなる	クラック発生: 難		
5	コンクリート硬化速度	硬化速度が速い	クラック発生: 易	↑安全指数	硬化速度が遅い
		硬化速度はクラックの安全指数への影響が小さい	クラック発生: 難		

- 解析結果によると、クラックは、「土被りが小さい場合」、「地盤の弾性係数が小さい場合」、「ジャッキ推力が小さい場合」、「上側ジャッキを抜いた場合」に発生しやすい。この場合、発生するクラックは掘進方向斜め下向き（パターン1）となる。
- 特に、地盤の弾性係数が小さくなると、鉛直方向の変位の増大にともなってせん断力が大きくなるため、クラックが発生しやすくなる。
- コンクリートの硬化速度が遅いと、コンクリートの強度が小さくなるが、ライニングに作用する荷重も小さくなるため、安全指数はほぼ一定で硬化速度に応じて、単調に変化することはない。
- 「推力が大きくなった場合」と「コンクリートの硬化速度が遅い場合」は、クラックに対する安全指数が最小となる位置が坑口側にずれる。このように、推力とコンクリート硬化速度は、ライニングの安全指数が最小となる位置を変化させる。

- e) 最小主応力方向は、「土被りが小さい」、「地盤の弾性係数が大きい」、「推力が大きい」、「下側ジャッキを抜く」、「コンクリートの硬化速度が遅い」ときに水平に近くなる。最小主応力方向が水平方向に変化する傾向がさらに強くなると、最小主応力方向が切羽に向かって上向きとなる。特に、下側ジャッキを3本抜いたケース4Dでは、切羽から4リング目で最小主応力方向が切羽に向かって上向きとなっている。

表-6.5 パラメータと切羽付近最小主応力方向の傾向

パラメータ		最小主応力方向の傾向					
1	土被り	土被りが大きい		坑口 鉛直	水平		坑口 土被りが小さい
2	地盤の弾性係数	硬質地盤		坑口 水平	鉛直		坑口 軟弱地盤
3	推力	推力が大きい		坑口 水平	鉛直		坑口 推力が小さい
4	ジャッキ選択	上側ジャッキを抜く		坑口 鉛直	水平		坑口 下側ジャッキを抜く
5	コンクリート硬化速度	硬化速度が速い		坑口 鉛直	水平		坑口 硬化速度が遅い

6.3 斜め上向きクラック（パターン2）に関する検討

6.3.1 解析ケースの選定と解析結果

前節で実施したパラメータスタディでは，解析ケース 4D（ジャッキ No.5,6,7 を抜いた場合）の切羽から 5 リング目で，最小主応力の方向が斜め上向きとなった以外は，すべての場合で斜め下向きとなった．しかし，実際には，第 3 章で紹介したように，斜め上向きのクラックも存在した．そこで，パラメータを組み合わせ，斜め上向きのクラックの再現を試みた．

前節のパラメータスタディによると，パラメータと最小主応力方向の関係は，表-6.5 のようにまとめられる．パラメータスタディでは，最小主応力方向は切羽に向かって斜め下向きとなったが，パラメータを変化させることによって，最小主応力方向は鉛直方向から水平方向に変化する．6.2 節でのケース 4D のように，最小主応力方向が水平になる傾向が強まると，最終的にクラック方向が掘進方向斜め上向きになる．そこで，最小主応力方向が水平に近づくようなパラメータを選び，ここでの基準ケースとした．すなわち，地盤反力を $1.0\text{E}+06\text{kN/m}^2$ ，推力を $60,000\text{kN}$ ，ジャッキ選択を下側 3 本抜きとした表-6.6 の 6S を基準ケースとする．さらに，パラメータの影響を確認するため，6A～6E の計算を行った．これらの条件で計算した結果を，図-6.29～図-6.34 に示す．

表-6.6 下向きクラック検討時のパラメータ

	土被り	地盤 弾性係数	推力	ジャッキ 選択	硬化 速度
	m	kN/m ²	kN		倍
6S	20	1.0E+06	60,000	下3本抜き	1
6A	40	1.0E+06	60,000	下3本抜き	1
6B	20	1.0E+05	60,000	下3本抜き	1
6C	20	1.0E+06	40,000	下3本抜き	1
6D	20	1.0E+06	60,000	下1本抜き	1
6E	20	1.0E+06	60,000	下3本抜き	2

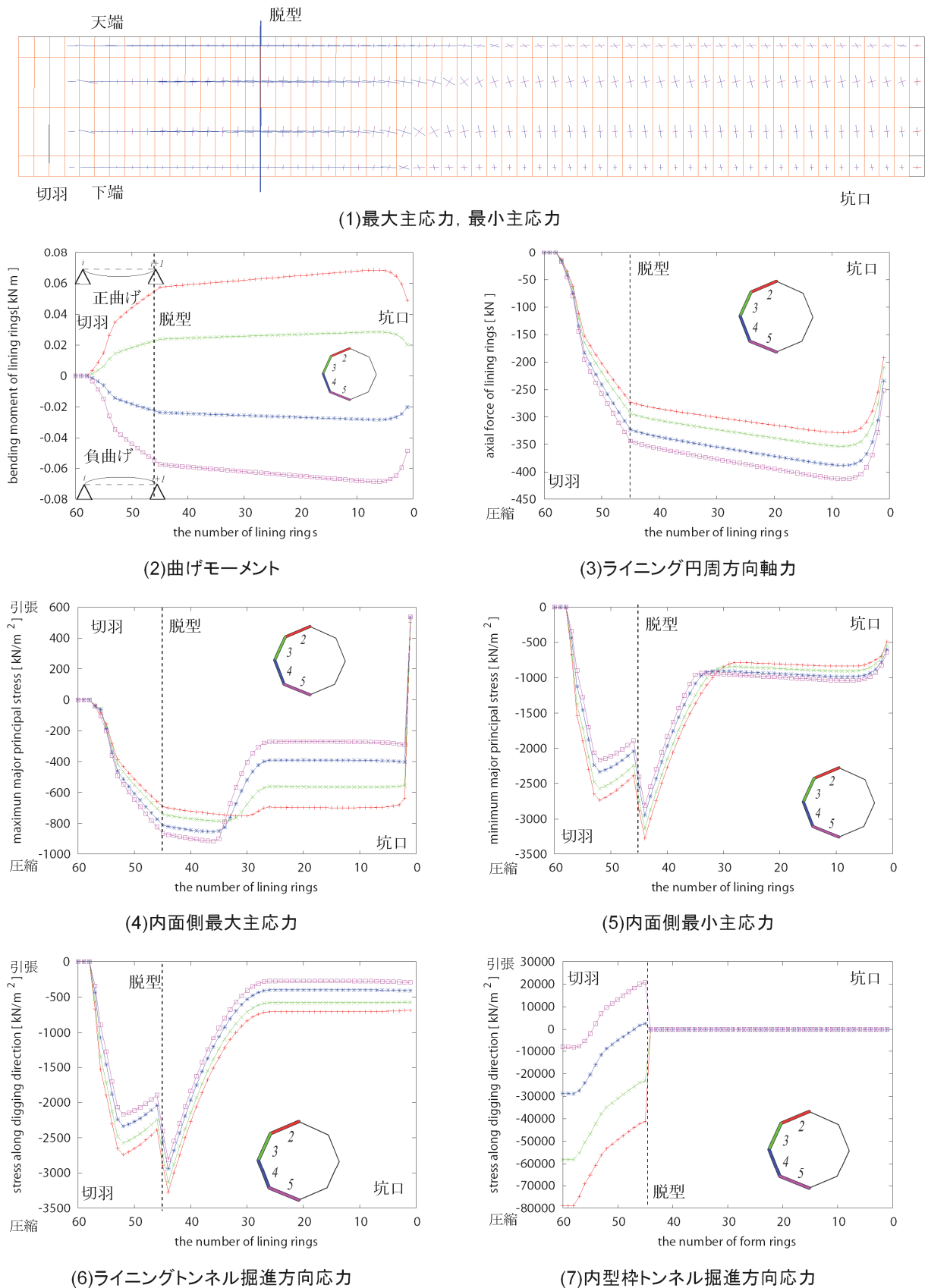
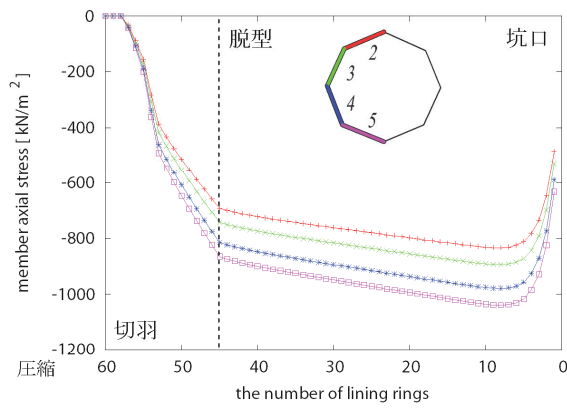
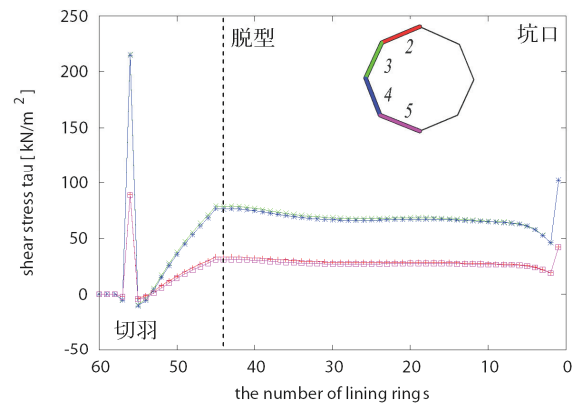


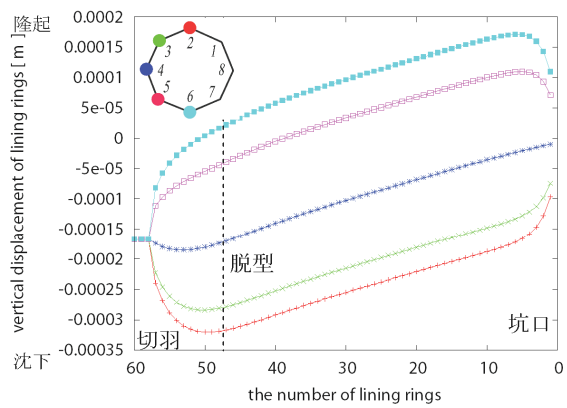
図-6.29 (その 1) 解析結果 (6S: 基準ケース)



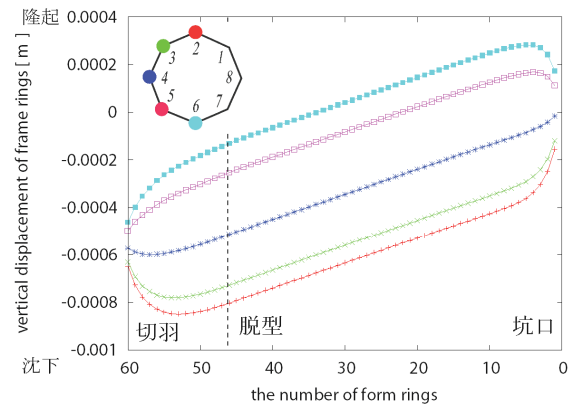
(8)ライニングトンネル円周方向応力



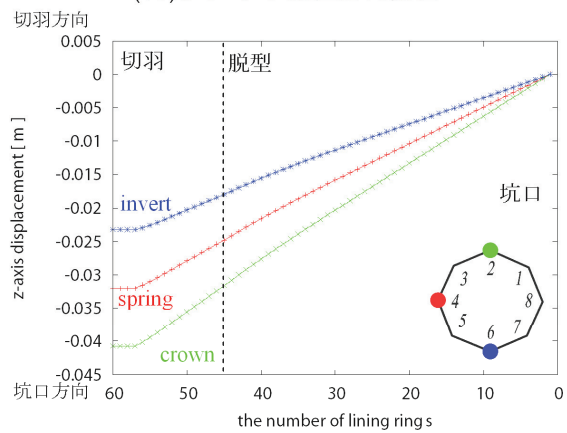
(9)ライニングせん断応力



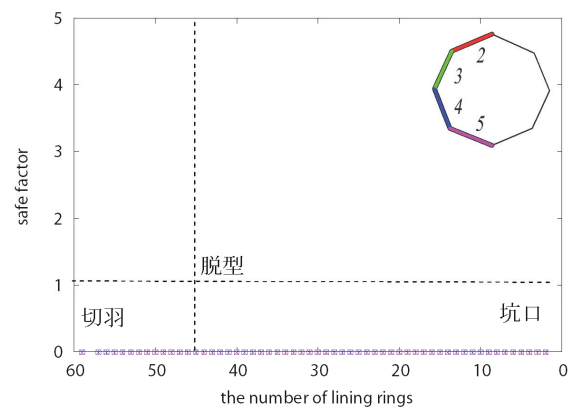
(10)ライニング鉛直方向変位



(11)内型枠鉛直方向変位



(12)ライニングトンネル掘進方向変位



(13)安全指数

図-6.29 (その2) 解析結果 (6S: 基準ケース)

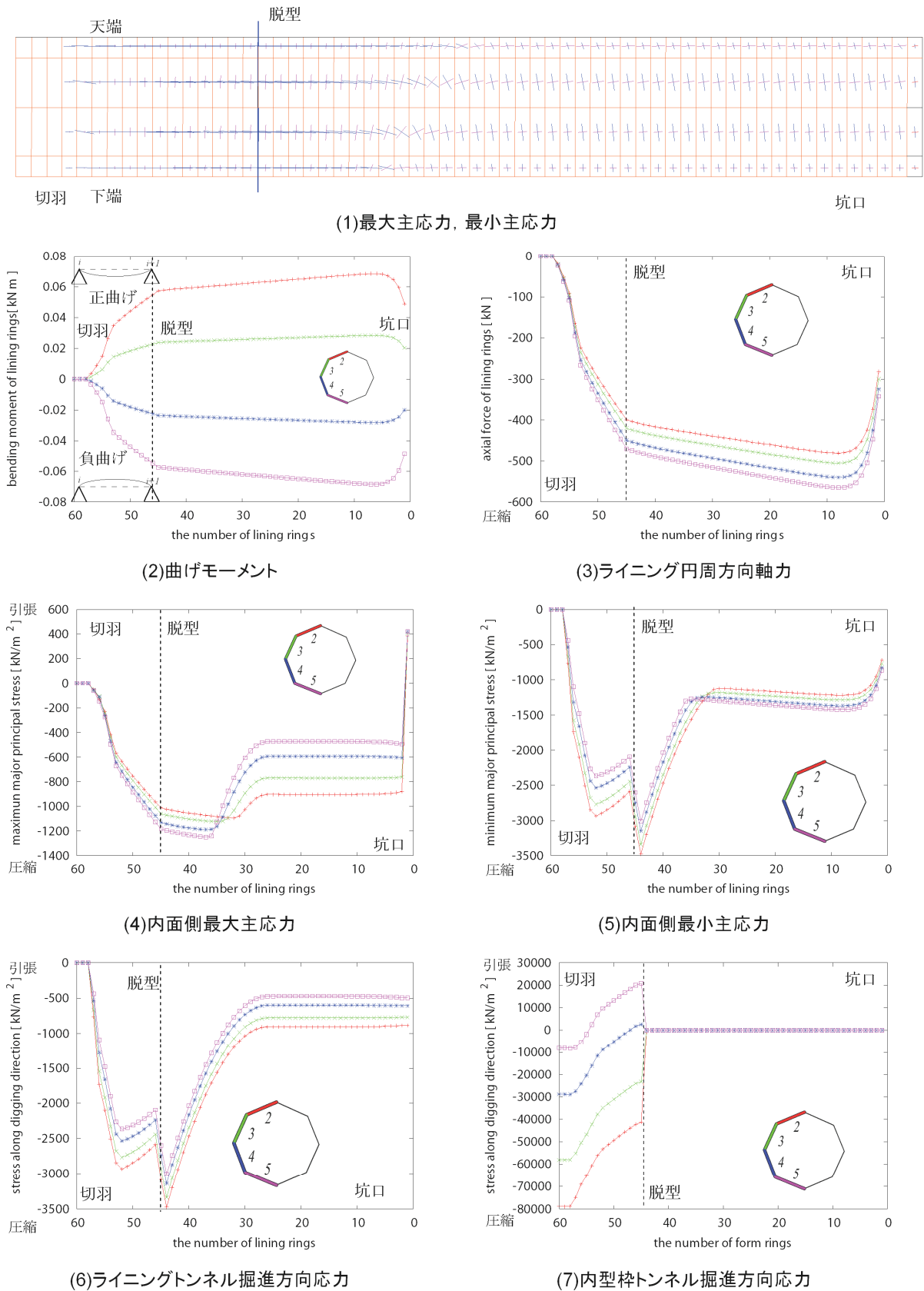
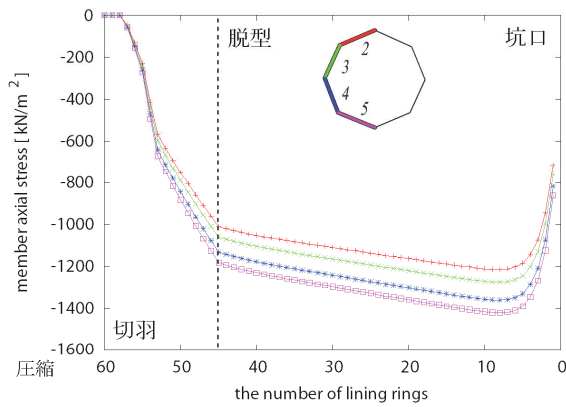
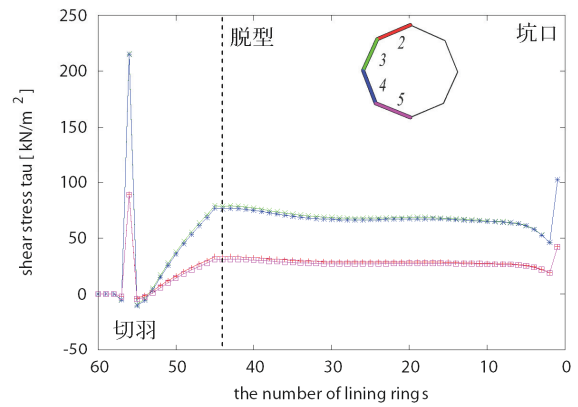


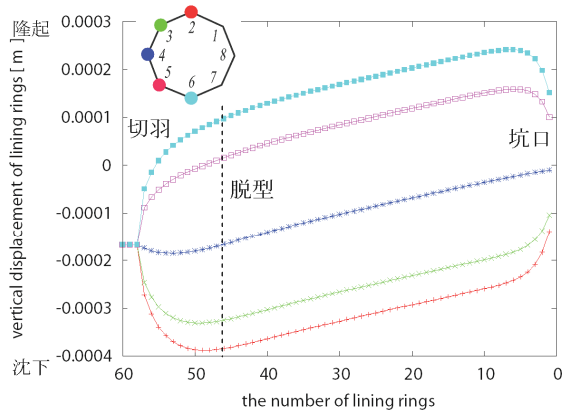
図-6.30 (その1) 解析結果 (6A: 土被り 40m)



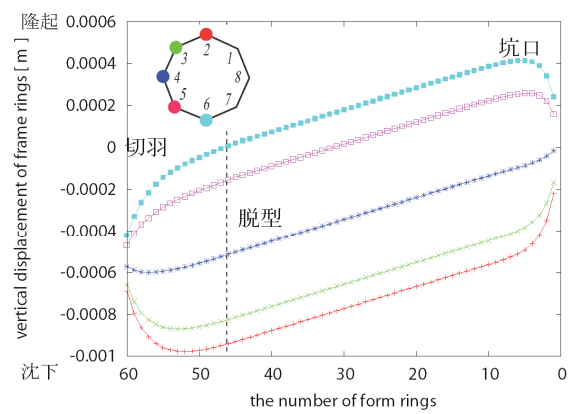
(8)ライニングトンネル円周方向応力



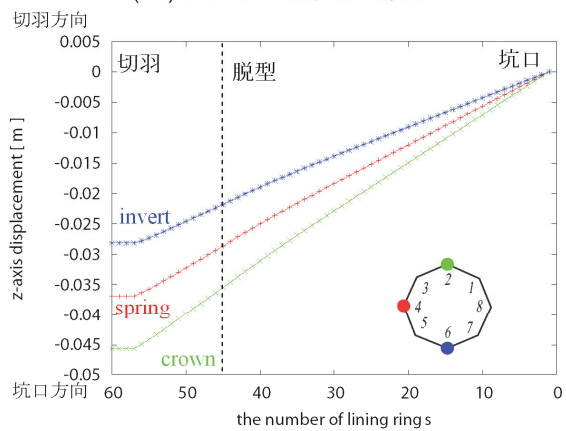
(9)ライニングせん断応力



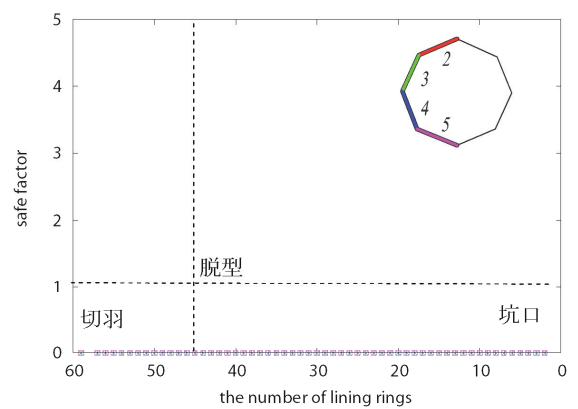
(10)ライニング鉛直方向変位



(11)内型枠鉛直方向変位



(12)ライニングトンネル掘進方向変位



(13)安全指数

図-6.30 (その 2) 解析結果 (6A: 土被り 40m)

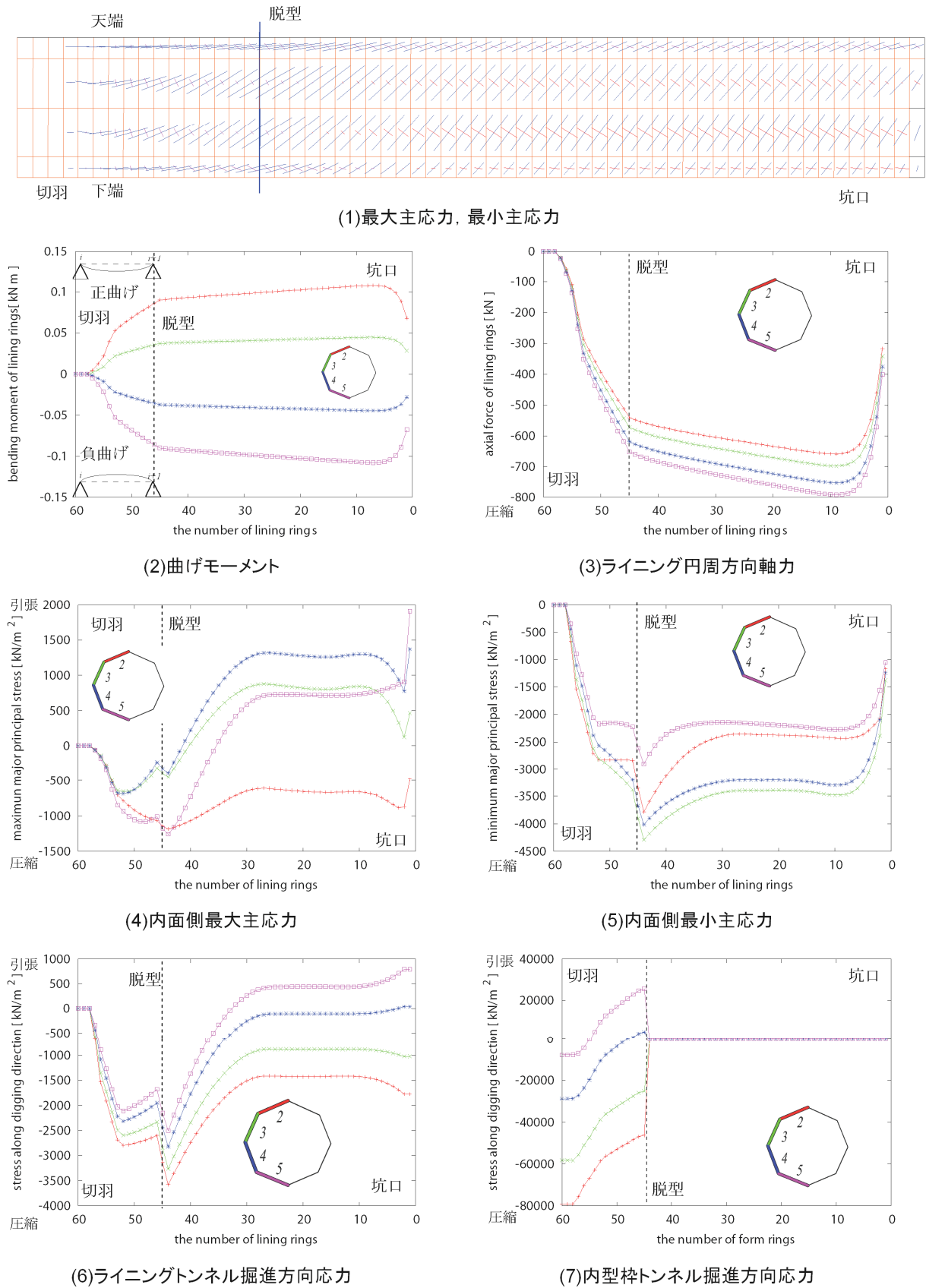
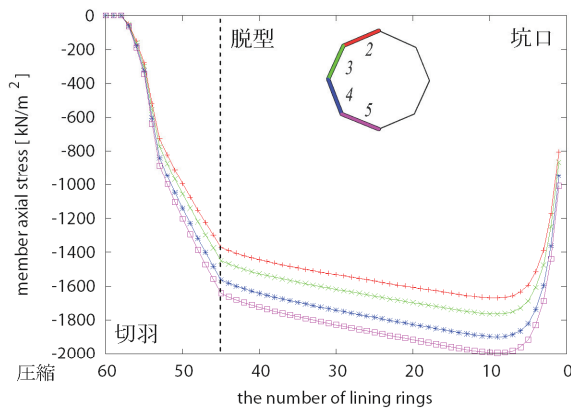
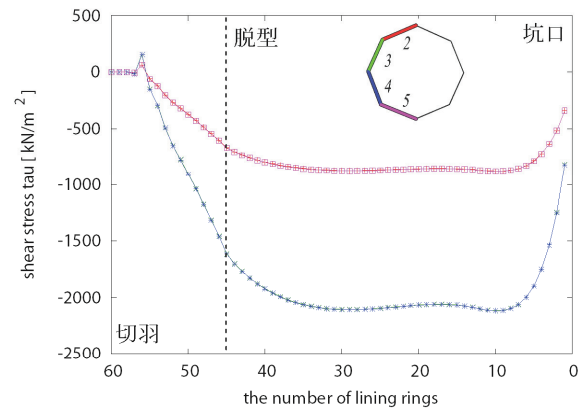


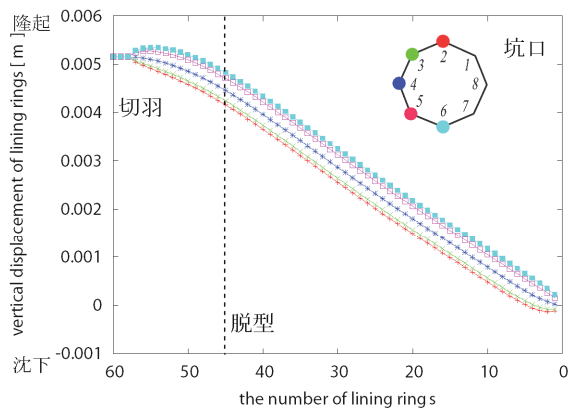
図-6.31 (その 1) 解析結果 (6B: 地盤弾性係数 $1.0E+05 \text{ kN/m}^2$)



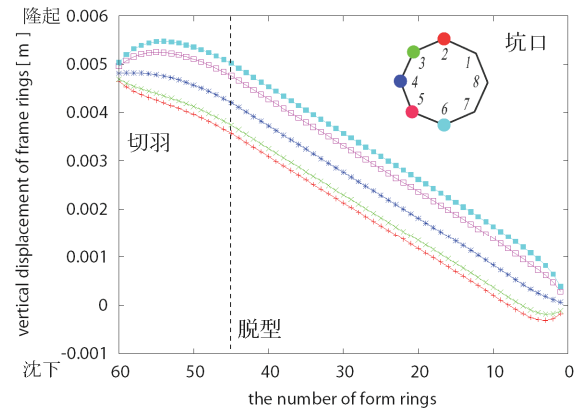
(8)ライニングトンネル円周方向応力



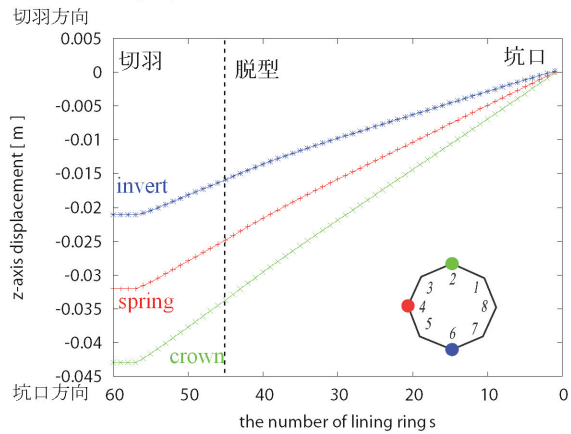
(9)ライニングせん断応力



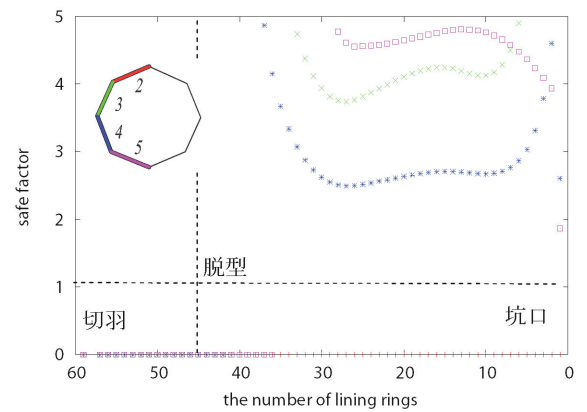
(10)ライニング鉛直方向変位



(11)内型枠鉛直方向変位

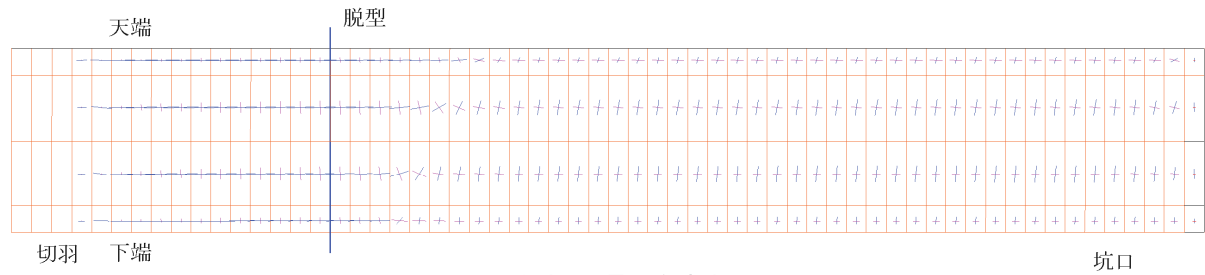


(12)ライニングトンネル掘進方向変位

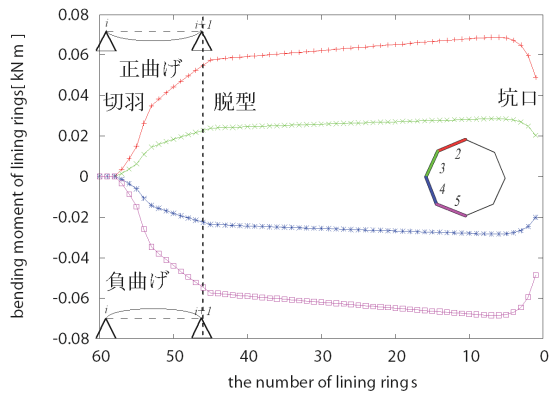


(13)安全指数

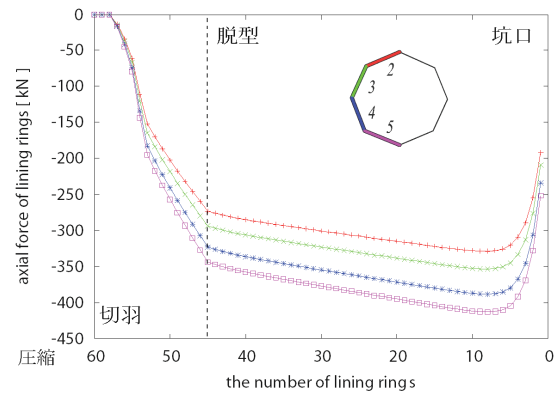
図-6.31 (その2) 解析結果 (6B: 地盤弾性係数 $1.0E+05 \text{ kN/m}^2$)



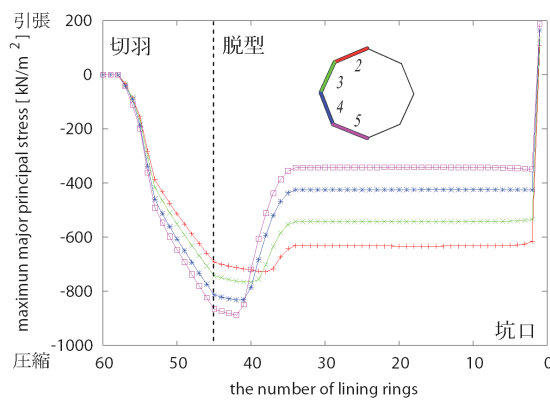
(1)最大主応力, 最小主応力



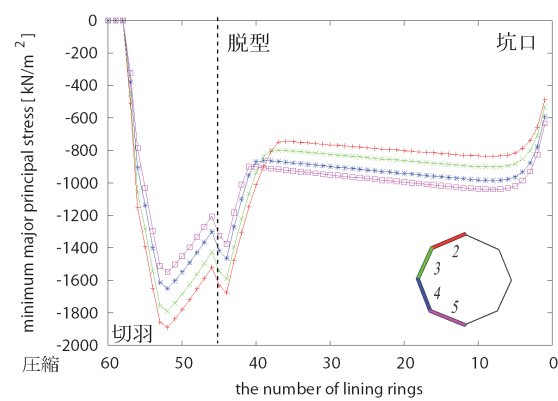
(2)曲げモーメント



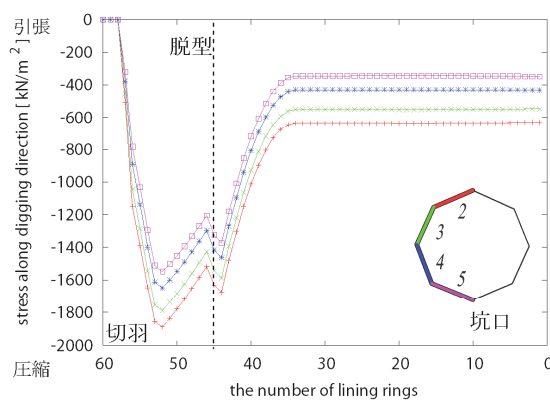
(3)ライニング円周方向軸力



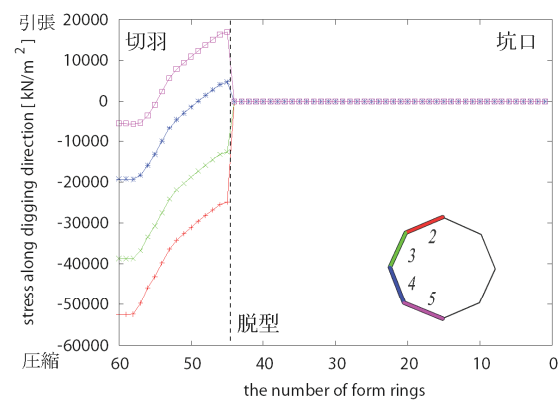
(4)内面側最大主応力



(5)内面側最小主応力

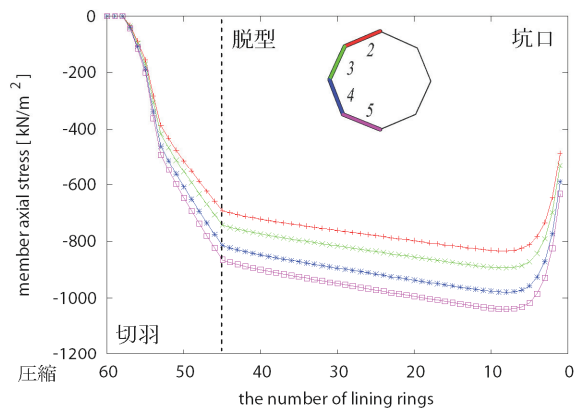


(6)ライニングトンネル掘進方向応力

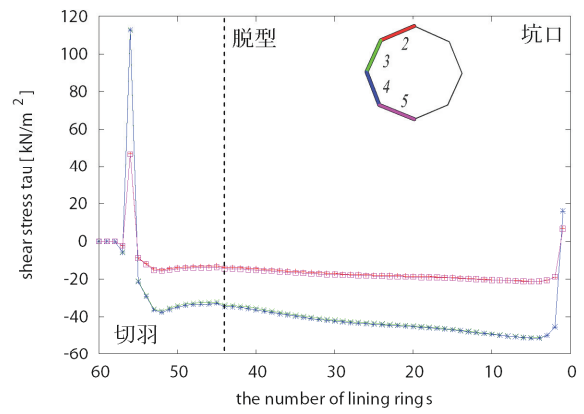


(7)内型枠トンネル掘進方向応力

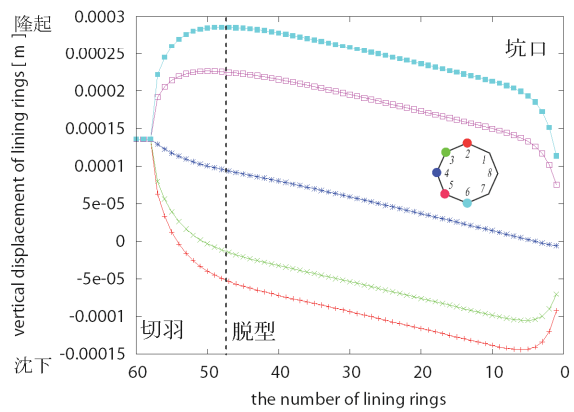
図-6.32 (その1) 解析結果 (6C: 推力 40,000kN)



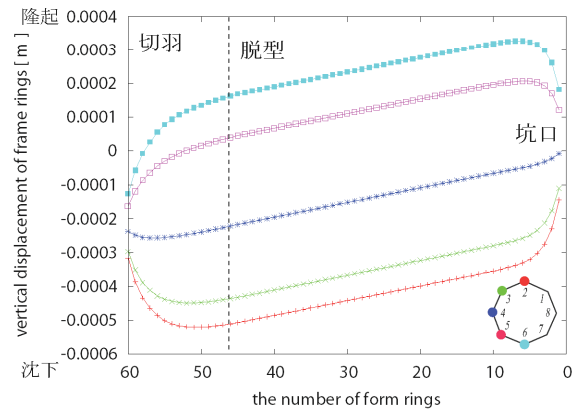
(8)ライニングトンネル円周方向応力



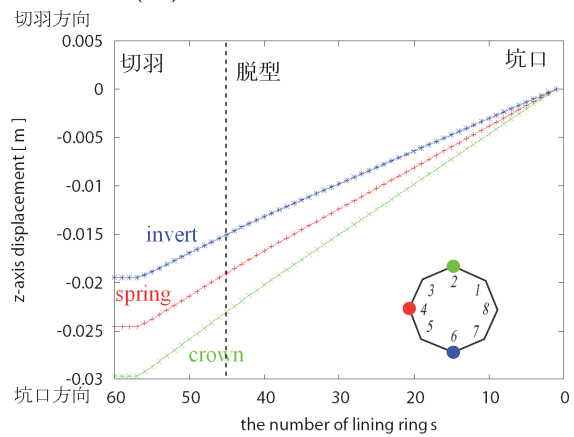
(9)ライニングせん断応力



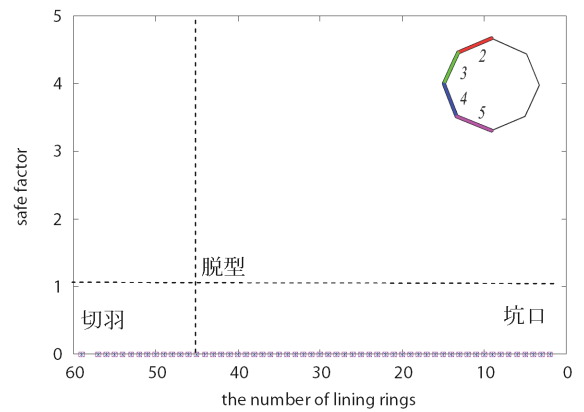
(10)ライニング鉛直方向変位



(11)内型枠鉛直方向変位



(12)ライニングトンネル掘進方向変位



(13)安全指数

図-6.32 (その2) 解析結果 (6C: 推力 40,000kN)

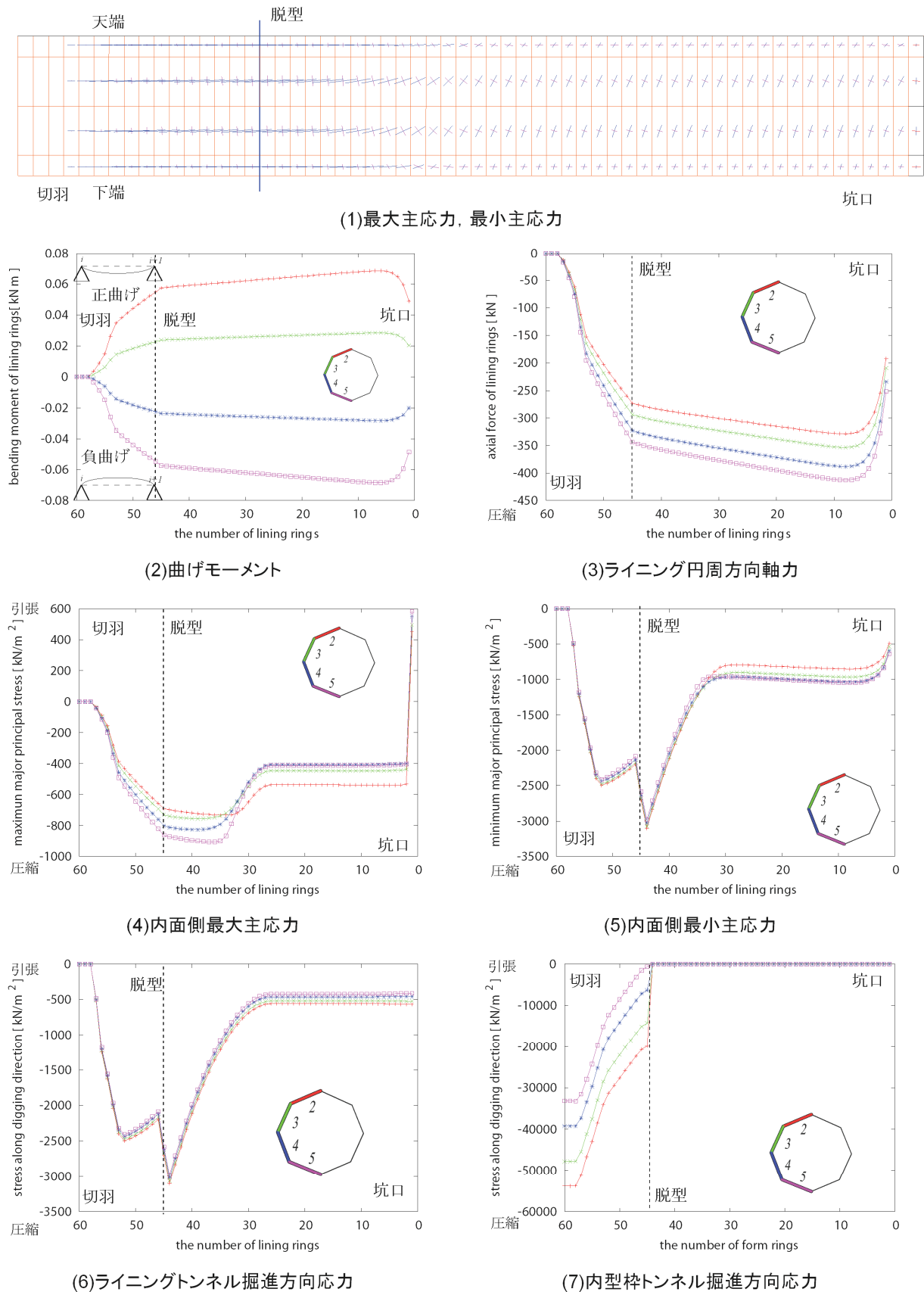
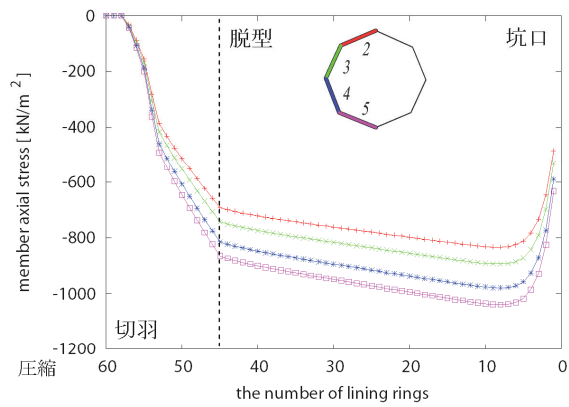
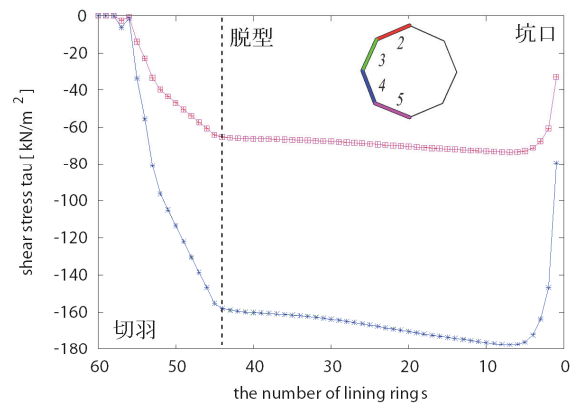


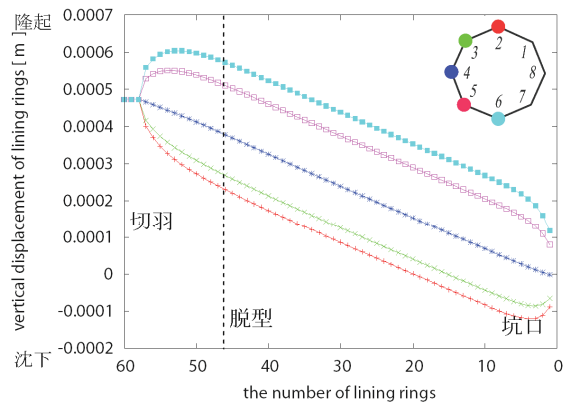
図-6.33 (その1) 解析結果 (6D: ジャッキ No.6 下端抜き)



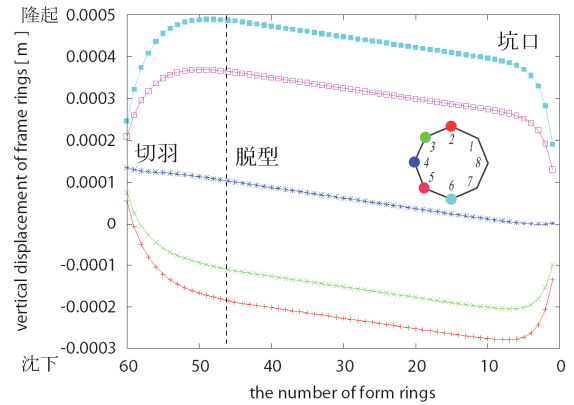
(8)ライニングトンネル円周方向応力



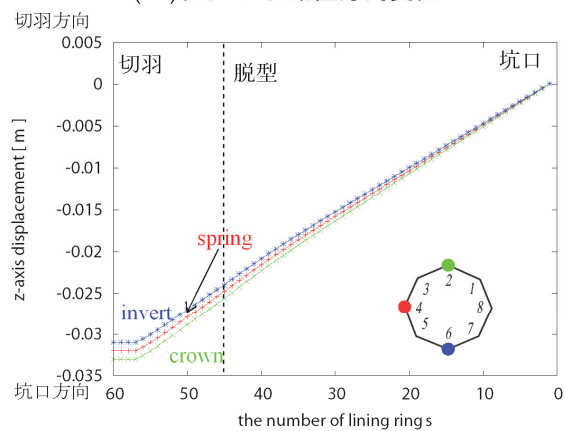
(9)ライニングせん断応力



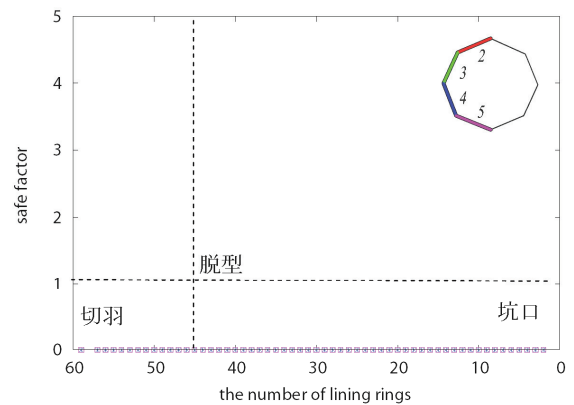
(10)ライニング鉛直方向変位



(11)内型枠鉛直方向変位

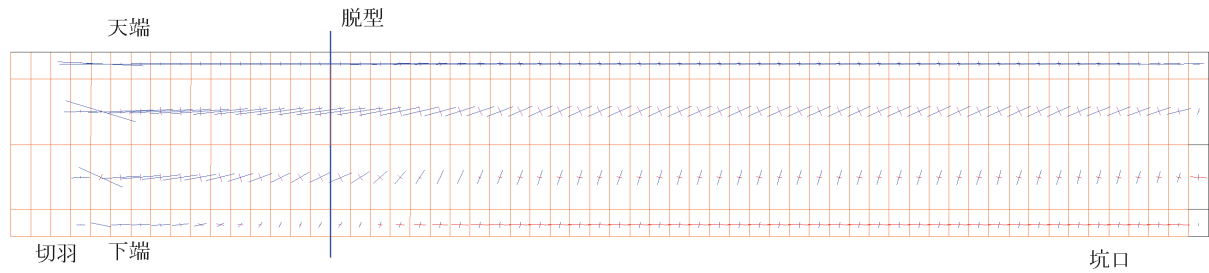


(12)ライニングトンネル掘進方向変位

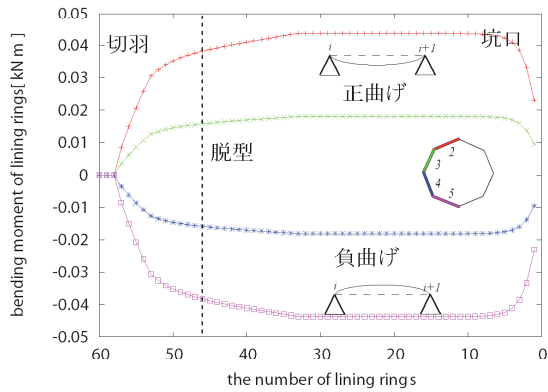


(13)安全指数

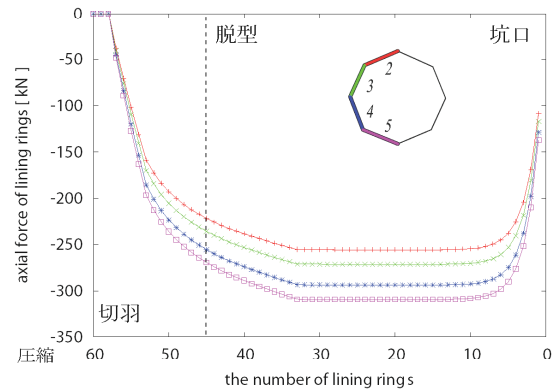
図-6.33 (その2) 解析結果 (6D: ジャッキ No.6 下端抜き)



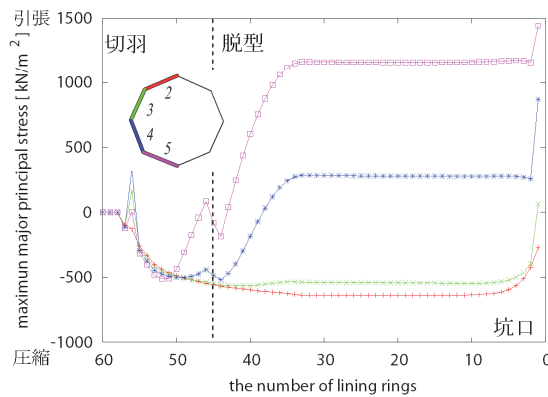
(1)最大主応力, 最小主応力



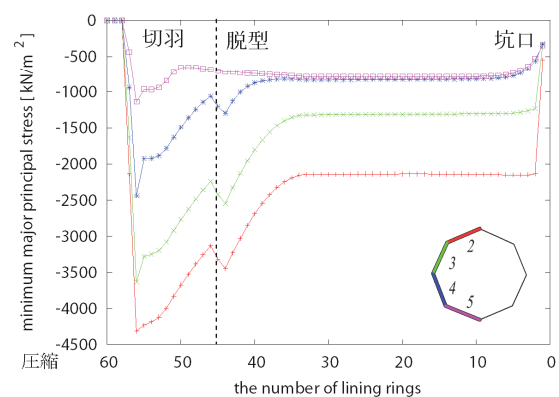
(2)曲げモーメント



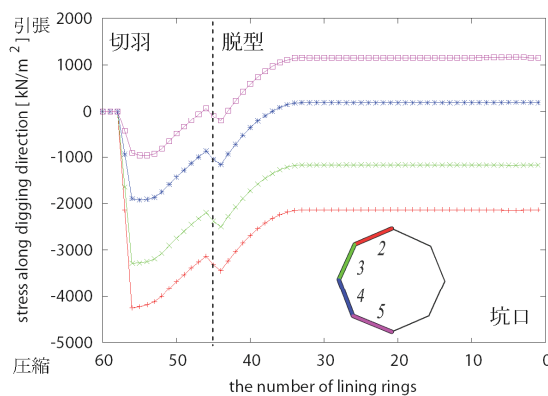
(3)ライニング円周方向軸力



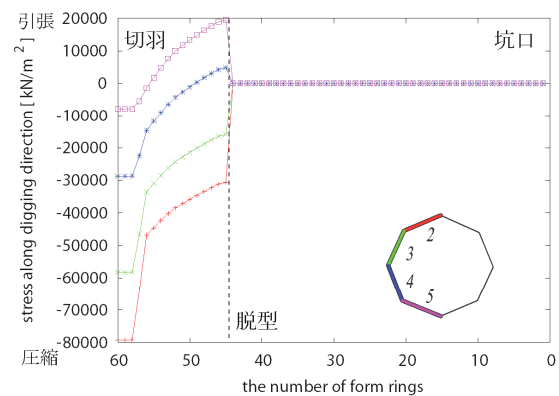
(4)内面側最大主応力



(5)内面側最小主応力

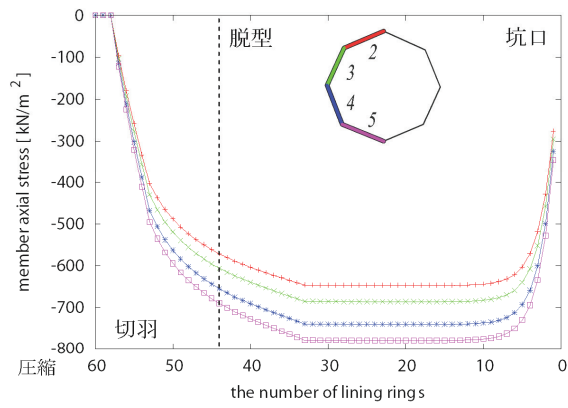


(6)ライニングトンネル掘進方向応力

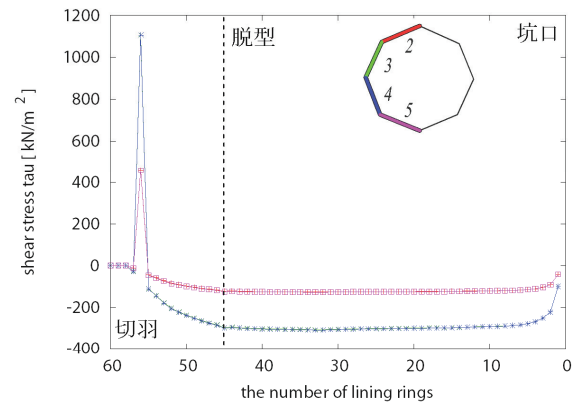


(7)内型枠トンネル掘進方向応力

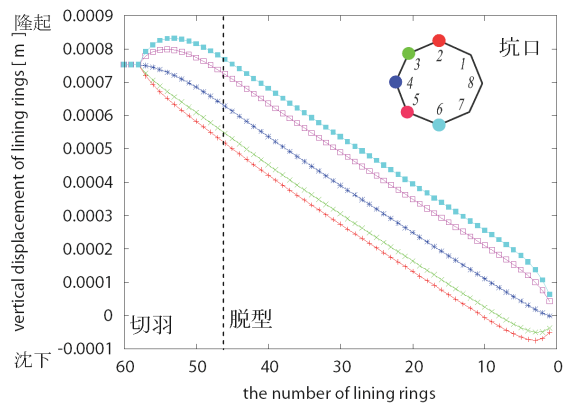
図-6.34 (その1) 解析結果 (6E: コンクリート硬化速度2倍)



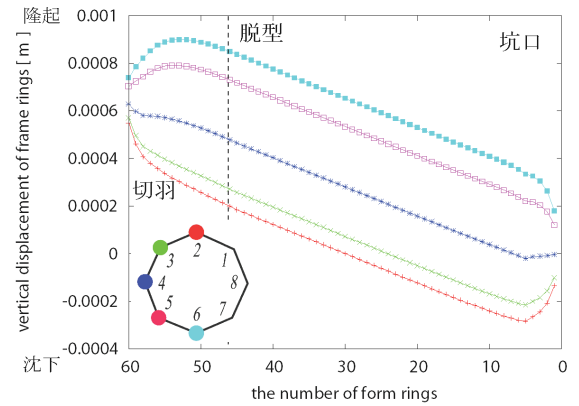
(8)ライニングトンネル円周方向応力



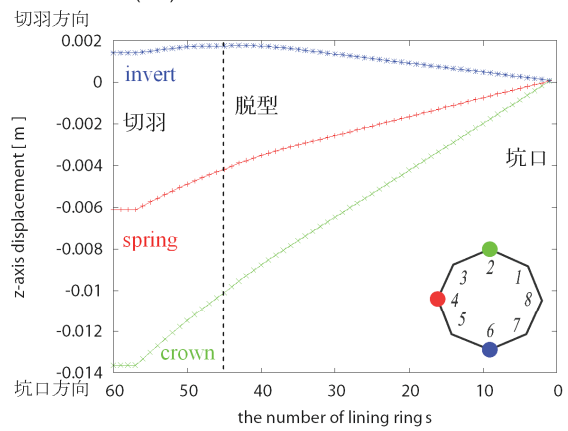
(9)ライニングせん断応力



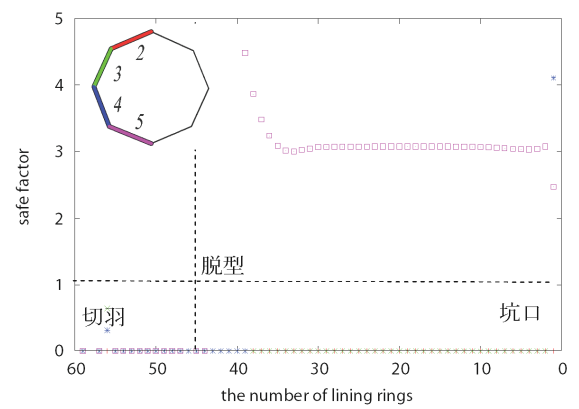
(10)ライニング鉛直方向変位



(11)内型枠鉛直方向変位



(12)ライニングトンネル掘進方向変位



(13)安全指数

図-6.34 (その2) 解析結果 (6E: コンクリート硬化速度2倍)

6.3.2 パターン2 クラックに関する検討

6S～6Eの解析結果について、各グラフから確認された事項を以下にまとめる。

- a) 図-6.29～図-6.34の「(1)最大主応力，最小主応力」によると，ケース6D（ジャッキ No.6 下端抜き）を除くと，最小主応力方向は切羽先端で掘進方向斜め上向きとなった。しかし，掘進方向斜め上向きの角度は非常に小さく水平に近い結果になっている。
- b) 「(12)ライニングトンネル掘進方向変位」によると，すべてのケースでインバートに比べてクラウンの坑口側への変位が大きく，ライニング面が上向きになっている。これは，下側のジャッキを抜いていることが原因である。
- c) 「(9)ライニングせん断応力」によると，ジャッキの選択使用によってライニング上側のトンネル掘進方向ばね反力が下側に比べて大きくなり，せん断応力の式(5.37)の第2項が大きくなったため，切羽から5リング目付近でせん断応力が一時的に正の方向に大きくなった。せん断応力が正の場合は，ライニングの最小主応力方向が斜め上向きに，負の場合は斜め下向きになっており，せん断応力の符号が最小主応力方向を決定している。
- d) 「(4)内面側最大主応力」によると，ケース6B（地盤弾性係数 $1.0\text{E}+05\text{kN/m}^2$ ）と6E（コンクリート硬化速度2倍）以外は，常に最大主応力が圧縮となり，クラックが発生する計算結果とはならなかった。ケース6Bでは最小主応力方向が斜め下向きとなる40リング付近から坑口側で最大主応力が引張に，ケース6Eでは，切羽先端から5リング目で最大主応力が引張となったが，コンクリート引張強度以上にはならず，「(13)安全指数」で示されたように，クラックが発生するという結果にはならなかった。
- e) 図-6.29～図-6.34を比較すると，「地盤の弾性係数が大きい」場合と「推力が大きい」場合と「硬化速度が速い」場合に，最小主応力方向が掘進方向に対して斜め上向きになる傾向が強くなった。
- f) 6E（コンクリート硬化速度2倍）のように，硬化速度が2倍となった場合（掘進速度が半分になった場合），ライニングの強度が早期に高まるため，ライニングに作用する荷重が大きくなり，切羽から5リング目で最大主応力が引張となった。

本研究では掘進方向斜め上向きとなるクラックを再現するため，「下側のジャッキを抜いた場合」を前提として解析を行った。その結果，下側ジャッキを抜くことに加えて，「地盤の弾性係数が大きい場合」と「推力が大きい場合」に，最小主応力方向が掘進方向斜め上向きとなる傾向が強まることが確認できた。しかし，いずれのケースでも最大主応力がコンクリートの引張強度以上となることはなく，クラックの発生を説明することはできなかった。

一方，クラックの観察から得られた表-5.1によると，パターン2クラックは，「下側ジャ

ッキを抜いた場合」と「推力が小さい場合」に発生しやすい。また、「土被りが大きい場合」に、パターン2クラックが発生する可能性が若干増加することが統計的に確認された。

解析結果と観察結果を比較すると、パターン2クラックが発生する要因として、「下側ジャッキを抜くこと」と「地盤の弾性係数が小さいこと」が影響している可能性が示唆された。しかし、この条件のみでは、最小主応力方向は掘進方向斜め上向きとなるが、クラックが発生することは説明できていない。このため、例えば、シールドスキンプレートと内型枠の競りによる集中荷重のような本モデルで検討できていないクラック発生要因が作用している可能性がある。

6.4 クラックに対する施工因子の影響

これまでに示した観察結果と解析結果を比較することにより、施工条件がクラックに与える影響について、確認できた事項を以下にまとめる。

- a) 観察結果によると、「土被りが小さな場所」ではパターン1クラックが発生しやすいことが明らかとなった。一方、解析でも、「土被りが小さい」、「地盤の弾性係数が小さい」、「推力が小さい」場合に、パターン1クラックが発生しやすくなることが示された。これら3つの条件は、いずれも結果的に土被りが小さな場所で発生する。したがって、解析結果と観察結果の両方から、土被りが小さく軟弱な地盤の場合に、パターン1クラックの危険が高いことが示された。
- b) 解析によると、パターン1クラックに対し、地盤の弾性係数の影響が特に大きい。地盤の弾性係数が小さい場合は、ライニングに大きな鉛直変位が生じてせん断応力が大きくなり、結果的にライニングに大きな最大主応力が生じる。この過程が、パターン1クラック発生の主要なメカニズムとなっていると考えられる。
- c) 観察結果によると、推力が小さくなると、パターン1とパターン2の両方のクラックに対する危険性が増加する。一方、解析結果でも、シールドジャッキを全数使用した場合には、推力が小さくなるほど、切羽付近でライニングの引張強度と最大主応力の差が小さくなることからクラックの危険性が増えることが確認できた。
- d) 解析結果によると、シールドジャッキを選択して使用することにより、ライニングにせん断応力が生じる。上側ジャッキを抜くと負のせん断応力が、下側ジャッキを抜くと正のせん断応力が発生しており、ジャッキの選択方法がクラックの方向に影響を与えていると考えられる。
- e) 解析結果によると、下側ジャッキを抜くと最小主応力方向が掘進方向斜め上向きとなる場合があった。一方、施工の観察結果によると、パターン2クラック（掘進方向斜め上向き）は下側ジャッキを抜いた場合に多く発生しており、この点で解析と観察の傾向が一致している。しかし、その他のパラメータを変更して解析を行ったところ、最大主応力がライニングの引張強度以上になる場合はなく、クラックが発生する結果にならなかった。このことは、今回想定したパラメータ以外の荷重がクラックの要因となっている可能性を示唆している。
- f) コンクリートの硬化速度を上げる（施工速度を下げる）と、切羽近くのライニングの強度が高まるが、ライニングに発生する応力も大きくなる。このため、コンクリート硬化速度とクラックの関係は単調ではない。本モデルの解析結果では、硬化速度が速くなると、安全指数が若干小さくなる結果となったが、安全指数が大きく変化することはなかった。

6.5 結論

本章では、場所打ちライニングで発生したクラックの発生メカニズムを検討するため、八角形リングで模擬したライニングと内型枠を、ばねで接続した解析モデルを用いて、パラメータスタディを行った。パラメータとして「土被り」、「地盤の弾性係数」、「推力」、「ジャッキの選択」、「コンクリートの硬化速度」の5つの施工条件を選んで計算し、クラックに対する影響を検討した。

解析の結果、トンネル掘進方向斜め下向きであるパターン1のクラックは、「土被りが小さい」、「地盤の弾性係数が小さい」、「推力が低い」場合に発生する確率が高まることが示された。これらの条件は、一般的に低土被りの場所で生じ、施工の観察で土被りが小さな場所でクラックが多く確認された結果と一致している。また、クラックがスプリング付近で発生しやすいことも、解析と観察の両方で確認された。

一方、掘進方向斜め上向きであるパターン2のクラックは、「下側ジャッキを抜いた場合」に、最小主応力方向が掘進方向斜め上向きになることが解析で示されたが、最大主応力がコンクリートの引張強度よりも大きくなることはなく、クラックを解析で確認することはできなかった。施工の観測結果では、「下側ジャッキを抜いた場合」に、パターン2クラックが多く確認されており、ジャッキ選択がパターン2クラックに影響を与えていると考えられるが、クラックの発生には、さらに別の要因が作用していると考えられる。

一般にクラックは、解析で取り上げた要因のほかに、内型枠とシールドとの競りやコンクリート温度分布など様々な要因が複合的に作用して発生している。また、解析に当たっては、第5章で説明したように様々な仮定を行っている。したがって、今後実施される施工等を通じて、クラックの発生状況、発生位置などの特徴と想定される発生要因との関係を記録、確認し、クラックの発生メカニズムを明らかにしていくことが必要と考えられる。

第7章 場所打ちライニング工法における 施工管理方法の提案

第7章 場所打ちライニング工法における施工管理方法の提案

7.1 はじめに

本研究は、東北新幹線 三本木原トンネルにおけるシールドを用いた場所打ち支保システム（SENS）を用いた施工で、「シールド通過時の地盤の変位」と「ライニングへのクラック発生」という場所打ちライニング工法における2つの特徴的な現象が観測されたことが端緒であり、これらの現象に対する興味から、現象のメカニズムを施工データの分析と数値解析を行うことにより検討した。

第3章で示したように、三本木原トンネルで反対側の坑口から施工された山岳工法による施工のデータと比較しても、地盤変位量と漏水量は明らかに小さく抑えられている。また、ライニングに発生したクラックは、これを許容することによって、覆工構造の役割が明確となるとともに、合理的で経済的な施工を実現している。つまり、この点に、これまでの場所打ちライニング工法と異なる SENS の特長があり、設計上の合理性や柔軟性が発揮されている。観測された周辺地盤の変状やライニングのクラックは、三本木原トンネルの施工条件や要求性能に照らして全く問題のないものであった。ここで、再度確認する。

しかし、以下の3つの観点から、場所打ちライニング工法に対して、より合理的な施工方法を目指す必要があると考える。

- ・ 周辺地盤の変状やライニングのクラックは、施工法としての経済性が損なわれない範囲で低減されることが望ましいこと
- ・ 場所打ちライニング工法の施工実績が、まだ十分ではなく、周辺地盤やライニングへの影響を小さくするために、施工方法を改善する余地があると考えられること
- ・ 都市部のように、重要な構造物が存在するために地盤変位の許容値が小さい場所や周辺地盤の地下水位の低下が許されない場所に、本工法を適用する場合には、周辺地盤の変状やライニングのクラックを低減することが必要となること

そこで、本章では、これまでの検討結果を参考に、コンクリート打設圧力やシールドジャッキの選択などの施工管理項目が、周辺地盤やライニングに与える影響について、本研究の結果をまとめる。さらに、場所打ちライニング工法で設備、施工方法を計画・実施する際に、留意すべき事項を提案する。

7.2 場所打ちライニング工法における施工条件と地盤変位・クラックとの関係

第6章まで、場所打ちライニング工法を実施した際に生じた「地盤変位」と「ライニングのクラック」について、発生メカニズムを検討してきた。そこで、「地盤変位」と「ライニングのクラック」に対し、施工条件が及ぼす影響について、表-7.1にまとめる。施工条件には、コンクリート打設圧力、土被りまたは地盤の弾性係数、シールド推力、シールドジャッキの選択、コンクリートの硬化速度（施工速度）の5つを選び、上段にライニング周辺地盤の変位、下段にライニングのクラックに対する各条件の影響をまとめた。土被りと地盤の弾性係数は、同じ傾向の変化を示すため、ここでは同じ項目としている。

表-7.1 施工条件と地盤変位・クラックとの関係

打設圧力 p		上段:地盤変位, 下段:クラック	
塑性挙動範囲になる場合	塑性挙動範囲では、 <u>地盤変位</u> が急速に進む。	弾性挙動範囲では、 <u>地盤変位</u> が緩やかに進む。	弾性挙動範囲になる場合
	<u>ライニングのクラック</u> は、塑性挙動範囲で地盤が大きく変位した場合、地盤強度が小さくなり、発生しやすくなる。	<u>ライニングのクラック</u> は、弾性挙動範囲内であれば、打設圧力が大きくなるほど発生しにくくなる。	
塑性挙動範囲になる場合（隆起限界圧 $<p$ or 沈下限界圧 $>p$ ）			
弾性挙動範囲になる場合（沈下限界圧 \leq 打設圧力 $p \leq$ 隆起限界圧）			

地盤の弾性係数／土被り		上段:地盤変位, 下段:クラック	
地盤の弾性係数が大きい場合／土被りが大きい場合	弾性挙動範囲の幅が大きくなるため、 <u>地盤変位</u> は小さく抑えることが容易となる。	弾性挙動範囲の幅が小さくなるため、 <u>地盤変位</u> を抑えることが容易ではない。	地盤の弾性係数が小さい場合／土被りが小さい場合
	<u>ライニングのクラック</u> は、発生しにくくなる。ただし、最小主応力方向は掘進方向斜め上向きとなる傾向がある。	<u>ライニングのクラック</u> は、掘進方向斜め下向きに発生しやすくなる。	

推力		:地盤変位, 下段:クラック	
推力が大きい場合	<u>地盤変位</u> への推力の影響は、確認できていない。		推力が小さい場合
	<u>ライニングのクラック</u> は、発生しにくくなる。	<u>ライニングのクラック</u> は、発生しやすくなる。	

ジャッキ選択		上段:地盤変位, 下段:クラック	
上側ジャッキを抜いた場合	<u>地盤変位</u> へのジャッキの選択使用による影響は、確認できていない。		下側ジャッキを抜いた場合
	<u>ライニングのクラック</u> は、発生しやすくなる。ただし、最小主応力方向は掘進方向斜め下向きとなる。	<u>ライニングのクラック</u> は、発生しにくくなる。ただし、最小主応力方向は掘進方向斜め上向きとなる。	

コンクリート硬化速度(施工速度)		上段:地盤変位, 下段:クラック	
硬化速度が速い(施工速度が遅い)場合	<u>地盤変位</u> は、コンクリート打設圧力による上向き力の作用範囲が狭くなるため、小さくなる。	<u>地盤変位</u> は、コンクリート打設圧力による上向き力の作用範囲が広がるため、大きくなる。	硬化速度が遅い(施工速度が速い)場合
	<u>ライニングのクラック</u> の発生しやすさは、ライニングが受けもつ荷重とライニングの強度を、同時に増減するため、大きく変化しない。		

(1)コンクリート打設圧力の影響

- a) 実施工での観察の結果、コンクリート打設圧力が弾性挙動範囲（隆起限界圧と沈下限界圧の間）にある場合、地盤変位はゆるやかに変化した。一方、塑性挙動範囲（隆起限界圧以上、または、沈下限界圧以下）の場合、地盤変位は急激に変位が増減し塑性的な挙動を示した。
- b) クラック解析によると、コンクリート打設圧力が弾性挙動範囲にある場合、コンクリート打設圧力が大きいほど、ライニングに発生する円周方向応力が圧縮側に大きくなるため、最大主応力が圧縮側に変化する。このため、解析では打設圧力が大きいほど、クラックが発生しにくいという結果になる。
- c) コンクリート打設圧力が塑性挙動範囲にある場合、地盤が大きく変形し地盤の剛性が低下すると考えられる。解析によると、地盤の弾性係数が低下すると、ライニングの最大主応力が大きくなり、クラックが発生しやすくなるとの結果になった。

(2) 土被り、地盤の弾性係数の影響

- a) 土被りが小さな場合や地盤の弾性係数が小さな場合、沈下限界圧と沈下限界圧の差が小さくなる。このため、弾性挙動範囲となるように、コンクリートを打設することが難しく、地盤変位が大きくなることが懸念される。
- b) クラック解析によると、土被りが小さな場合や地盤の弾性係数が小さな場合、コンクリート打設圧力により、ライニングが鉛直上向きに変位しやすくなる。このため、ライニングのせん断応力が大きくなり、掘進方向斜め下向きのクラックが発生しやすくなると考えられる。
- c) 土被りが大きな場合や地盤の弾性係数が大きな場合、コンクリート打設圧力は弾性挙動範囲が広く、コンクリート打設圧力による地盤変位は小さいと想定される。
- d) クラック解析によると、土被りが大きな場合、ライニングの円周方向応力が圧縮側に大きくなり、最大主応力が小さくなる。また、地盤の弾性係数が大きな場合、円周方向応力の圧縮応力は小さくなるが、せん断応力が小さくなるため、最大主応力は圧縮側に変化する。このため、クラックは発生しにくくなる。
- e) クラック解析によると、土被りが大きな場合や地盤の弾性係数が大きな場合、ライニングの鉛直上向きの変形が小さくなる。このため、下側のシールドジャッキを抜いた場合、最小主応力方向が掘進方向斜め上向きとなる場合がある。

(3)シールド推力の影響

- a) 施工の実測結果からは、シールド推力の地盤変位に対する影響は確認できなかった。
- b) クラック解析によると、シールド推力が小さくなると、ライニングの最大主応力が引張側に変化するため、クラックが発生しやすくなる。また、シールド推力が小さくなると、最小主応力方向がより鉛直方向に近づく。したがって、クラックが発生した場合、クラックの方向も鉛直に近づくと考えられる。

(4) シールドジャッキの選択の影響

- a) 施工の実測結果からは、シールドジャッキを選択することによる地盤変位に対する影響は確認できなかった。
- b) クラック解析によると、シールドジャッキを抜いて掘進すると、ライニングにせん断応力が発生するため、最大主応力が大きくなるとの結果が得られた。
- c) クラック解析によると、シールドジャッキの上側と下側を抜いた場合には、符号の異なるせん断応力が発生する。せん断応力の符号が異なることにより、最小主応力方向が掘進方向に対して斜め下向きの場合と斜め上向きの場合が生じた。

(5) コンクリート硬化速度（施工速度）の影響

- a) 計測結果で、コンクリート硬化速度による地盤変位への影響は確認できていない。しかし、硬化速度が遅くなる（施工速度が速くなる）と、硬化していないコンクリートが存在する範囲が広がるため、内型枠に作用する浮力が大きくなる。この荷重は硬化したコンクリートに伝達されるため、結果的に地盤変位が大きくなると考えられる。逆に、コンクリート硬化速度が速くなる（施工速度が遅くなる）と、地盤変位が小さくなると想定される。
- b) クラック解析によると、コンクリート硬化速度が速くなると、コンクリートの強度が早期に発現するが、剛性が大きくなりライニングが受けもつ荷重が増加する。このため、クラックの発生しやすさは大きく変化しない。

7.3 場所打ちライニングの施工法に関する提案

これまでの検討結果から、場所打ちライニングの施工方法について、施工機械、材料、管理方法に関して、施工を検討する際に留意すべき事項を提案する。

7.3.1 施工機械

(1) シールド

一般に、掘進方向を制御するために、シールドジャッキを選択して使用する。しかし、第6章の解析結果によると、ジャッキを偏って選択すると、クラックが発生する可能性が高まる可能性が示唆された。このため、クラックを低減することが求められる場合には、三本木原トンネルでも採用されているが、できるだけ均等にジャッキを使用できるように、中折れ機構を採用することが望ましいと考える。

(2) 内型枠

施工時の観察結果によると、内型枠は、コンクリート打設圧力による浮力を受け、上向きの変位を示す。このため、内型枠の変形を防止するため、剛性の高いリング継手を使用することが求められる。また、ボルト継手の場合、ボルトのゆるみがないように、増し締めを確実に行うことが必要である。

また、第5章で示した観察結果から、内型枠の変形はクラックの発生との相関が認められた。このため、内型枠の変形が小さくなるように、セグメント継手は剛性が高いものが望ましい。内型枠には、最後に組み付ける K ピースが必要であるが、半径方向に組み付ける場合、トンネル内空側に押し出され、変形の原因となることが考えられる。内型枠の組立・脱型の施工性を確保する必要があるが、K ピースを軸方向挿入式とすることにより、変形を軽減する効果が期待できる。

(3)打設ポンプ・配管

第4章で説明したように、小土被り部では、地盤が打設圧力によって隆起することを防止するため、低い打設圧力で確実にコンクリートを充填する必要がある。少数の吐出量の大きな打設ポンプで施工すると、打設時の圧力変動が大きくなるため、吐出量の小さなポンプで、できるだけ多くの打設孔から打設する方が、コンクリート打設圧力を抑制できる点で有利であると考えられる。

7.3.2 施工材料

(1)コンクリート

三本木原トンネルでは、コンクリートが流動性を保持する時間が約4時間であり、その後、コンクリートが強度を発現するまでの時間が9～10時間であった。

地山に液体状のコンクリートが存在する範囲を低減することにより、内型枠に作用する鉛直上向き荷重を低減できる。このため、コンクリートは施工性を確保できる範囲で強度発現を早くする方が望ましく、流動性を保持する時間は長く、強度を発現する時間は短いコンクリートが理想的である。

また、特に小土被り部ではコンクリートの打設圧力が隆起限界圧を上回ることによって、地表面が隆起することが懸念される。そこで、より安定した圧力でコンクリートを打設できるように、水中不分離性を維持したまま、粘性の小さなコンクリートを開発し、打設圧力の変動が低減されることが期待される。

7.3.3 施工方法

(1)打設圧力・打設量の管理

第4章での検討結果によると、コンクリート打設圧力を弾性挙動範囲(沈下限界圧以上、かつ、隆起限界圧以下)で管理することにより、地盤は弾性的な挙動を示す。このため、打設圧力が弾性挙動範囲内に収まるように、打設状態を判断する指標であるコンクリート打設圧力や打設量を正確に計測することが必要である。

さらに、トライアル施工区間を設けて地盤内の鉛直、水平方向変位を連続的に計測し、打設管理に反映させることも重要である。

(2)線形管理

シールドジャッキを極端に偏って選択するとライニングにせん断応力が発生し、クラッ

ク発生の原因となる。このため、急激に蛇行を修正する必要があるように、常に早期に対応する必要がある。また、シールドと内型枠の競りによる集中荷重が作用しないように、テールクリアランス管理を行う必要がある。

(3)施工速度

コンクリートの硬化速度が一定の場合、施工速度を大きくすると、相対的にコンクリートの硬化が遅れる。施工速度が、一定値以下であれば、クラックに与える影響はほとんどないが、極端に早い速度で施工すると、若材齢のコンクリートに施工時荷重が作用するため、クラック発生の危険性を増大させる。また、凝結せず、流体として挙動するコンクリートが増加するため、小土被り部での地盤隆起の原因となる。

重要な構造物の直下を、小さな離隔で通過する場合は、一般区間と同様に10リング以上の多くのリングを連続して施工するのではなく、3～4リング程度で一端施工を止めて、コンクリートの硬化を待つことにより、浮力の作用を抑えることができる。

通常、シールド工事では、重要構造物の直下をできるだけ早く通過する対策が多くとられる。これは、長期間、切羽が同じ場所にあると、より大きな地山応力が解放されるためである。場所打ちライニング工法でも応力解放が生じる点は同じであり、掘進速度を抑える場合は、切羽での応力解放の増大や施工コストの増大などについて、施工箇所の地盤条件や近接構造物を検討した上で、施工速度、連続掘進リング数を計画することが求められる。

(4)盛土・地盤改良

小土被り部では、隆起限界圧と沈下限界圧の差で表される弾性挙動範囲が小さくなり、地盤の隆起やライニングへのクラックが発生しやすくなる。そこで、コンクリート打設管理幅を大きくするために、土被りが直径1個分に満たない場合は、盛土や地盤改良を検討することが求められる。

7.4 結論

本研究では、シールドを用いた場所打ち支保システム（SENS）を適用した事例で確認された「打設圧力に伴なう地盤変位」と「ライニングのクラック」という二つの特徴的な現象の発生メカニズムについて検討してきた。本章では、まず、これらの結果から、施工管理項目が上記の二つの現象に与える影響を検討した。さらに、施工設備や材料、施工管理方法の観点で、上記の現象を低減させるための工夫をまとめた。

場所打ちライニング工法による施工事例はまだ多くない。本研究でまとめた施工データも一つの現場で得られたものであり、今後、様々な施工データを蓄積することにより、上記の二つの現象のメカニズムがより明確になることが期待される。それらの研究成果をもとに、シールドを用いた場所打ち支保システム（SENS）による施工が、周辺地盤にあたえる影響を低減し、ライニングのクラックをできるだけ抑えることができる施工管理方法を確立することが必要である。ただし、クラックを許容することにより、合理的で経済的なトンネルを構築することが、シールドを用いた場所打ち支保システム（SENS）の特長であることに注意する必要がある。

第8章

結 論

第8章 結論

本研究では、東北新幹線三本木原トンネルで適用された場所打ちライニング工法 (SENS) において観測された地盤変状とクラックについて検討してきた。本章で得られた知見を説明し、最後に、今後の課題を挙げ、結論とする。

8.1 本研究で得られた知見

(1) 場所打ちライニング施工にともなう地盤変位

1) 実施工での観測結果より得られた知見

- a) 場所打ちライニング工法による施工において、地盤が隆起する現象が見られた。地盤の隆起は、シールドのテール部分が通過する際に発生しており、コンクリート打設によって、地盤変位が生じていると考えられる。
- b) 地盤の隆起は、土被りとの相関性が強く、土被りがトンネルの掘削径以下の場合に顕著に見られた。
- c) コンクリート打設圧力、打設率と地盤変位量の関係を調べた結果、打設率と地盤変位量は強い相関を有していたが、打設率の計測値は、ばらつきが大きく、地盤変位量との明確な関係が確認できなかった。

2) 施工データの解析により得られた知見

- a) 地盤変位の有無や変位量の傾向は、Terzaghi の土圧理論を用いて算出した沈下限界圧と隆起限界圧で弾性挙動範囲と塑性挙動範囲に分けることにより説明することができた。
- b) コンクリート打設率は、短い時間での変化量（瞬時値）に注目すると、打設圧力との間に比例関係がみられ、打設率と打設圧力の関係（近似式）を導くことができた。
- c) 弾性挙動範囲と塑性挙動範囲で打設率、打設圧力、打設量の関係式を導いた。弾性挙動範囲では、計算値と実測値は非常によく一致していた。一方、塑性挙動範囲では、実測値にばらつきがあり、計算値と差のあるデータがあったが、実施工の傾向を表現できると考える。

(2) 場所打ちライニングのクラック

1) 実施工での観察結果より得られた知見

- a) 場所打ちライニングにトンネル掘進方向に対して角度を有するクラックが発生した。クラックは掘進方向に対し、「斜め下向き（パターン1）」、「斜め上向き（パターン2）」、「上下方向または網状（パターン3）」の3つのパターンに分けられ、それぞれのパターンのクラックは、トンネル延長の特定の区間に集中して発生している。
- b) ライニングに発生したクラックは、内型枠を脱型する前に既に発生している。また、

クラックは、トンネルのスプリングラインを中心に発生し、掘進方向に対し、左右対称であった。また、クラックからは漏水しているものもあり、クラックが地山まで貫通している。

- c) クラックの特徴から、推力や土水圧などの施工時荷重が主要なクラックの発生要因であると考えられる。
- d) クラックの発生位置と施工条件を比較した結果によると、パターン 1 クラックは、統計的に「土被りが小さい場合」、「推力が小さい場合」、「打設圧比が大きい場合」に発生しやすい。
- e) パターン 2 クラックは、統計的に「下側ジャッキを抜いた場合」、「推力が小さい場合」、「内型枠変形量が大きい場合」に発生しやすい。

2) クラック解析により得られた知見

- a) ライニングと内型枠を八角形リングで模擬して、それぞれのリングをばねで接続したモデルを作成し、打設圧力と同じ大きさの土水圧、ジャッキ推力、ライニングと内型枠の自重を作用させた。また、モデルでは、コンクリートの時間による強度変化や内型枠の脱型などの施工条件を考慮した。
- b) 八角形リングの各辺に生じる断面力と、部材に作用するばね反力から部材の直応力とせん断応力を算定し、最大・最小主応力を計算した。また、最大主応力と最小主応力の作用する方向が計算される。これらの結果から、最大主応力がコンクリートの引張強度を上回った場合、最小主応力の作用する方向にクラックが発生することが説明できる。
- c) 「土被り」、「地盤の弾性係数」、「推力」、「ジャッキの選択」、「コンクリート硬化速度」の 5 つの施工条件をパラメータとし、モデル解析でそれぞれのパラメータがクラックに与える影響を調べた。この結果、特に、地盤の弾性係数が最大主応力の大きさに大きな影響を有していること、また、ジャッキの選択が最小主応力の作用方向に大きな影響を有していることが示された。
- d) 解析によると、パターン 1 クラックは、「弾性係数が小さな地盤」で発生しやすく、「土被りが小さい場合」や「上側のジャッキを抜いた場合」にパターン 1 クラックが発生する傾向が強まった。これらの条件が生じた地盤では、ライニングが鉛直上向きに大きく変位し、せん断応力が大きくなるため、最大主応力が大きくなっている。この過程が、パターン 1 クラックが発生するメカニズムの 1 つであると考えられる。
- e) クラック解析によると、「下側のジャッキを抜いた場合」に、最小主応力方向が掘進方向斜め上向きとなることがあった。ただし、この場合、クラックが発生するような大きな引張応力は確認できなかった。

(3) 本研究で得られた結論

- a) 施工の観察結果から、場所打ちライニング工法にともなう地盤変位は、コンクリート打設圧力が原因となって生じていると考えられる。また、地盤変位量やコンクリート打設圧力、打設率の関係は、沈下限界圧と隆起限界圧を境界とした弾性挙動範囲と塑性挙動範囲を想定したモデルで概ね説明できたと考える。
- b) 小土被り部では、沈下限界圧と隆起限界圧の差が小さくなるため、弾性挙動範囲でコンクリート打設圧力を制御することが難しい。これが、施工事例の小土被り部で地盤変位量が大きくなった理由と考えられる。このため、土被りが小さく地盤変位がほとんど許されない場合は、特にコンクリート打設圧力を厳しく管理する必要がある。また、打設圧力の変動を小さくする設備上の工夫が必要である。
- c) 解析により、パターン1クラックは、「弾性係数が小さな地盤」で発生しやすいことが示された。また、「土被りが小さい場合」や「上側のジャッキを抜いた場合」にもパターン1クラックが発生しやすくなるとの結果が得られた。同様に、施工の観察結果でも、土被りが小さい場合にパターン1クラックが多く発生した。したがって、観察結果でも解析でも確認できたように、「土被りが小さく、弾性係数の小さな地盤」でパターン1クラックが発生しやすいと言える。
- d) 解析によると、「下側のジャッキを抜いた場合」に、切羽で最小主応力方向が掘進方向斜め上向きとなる事例が確認できた。ジャッキを選択して使用するとライニングにせん断応力が発生し、上側ジャッキと下側ジャッキを抜いた場合でそのせん断応力の符号が逆転する。これが、最小主応力方向の向きを決定する要因の一つと考えられる。
- e) 施工の観測結果によると、下側ジャッキを抜いて掘進した場合にパターン2クラックが多く発生した。しかし、解析によると、これらの条件を用いて計算しても、最大主応力はライニングの引張強度以上になっておらず、クラックが発生する結果は得られなかった。下側ジャッキを抜いて掘進したことがパターン2クラックの発生に影響を与えていると考えられる。このことは、本研究で検討できていないが、内型枠、または、ライニングに作用するクラック発生要因が存在すると考えられる。

8.2 今後の研究における課題

(1)地盤変状の検討における三次元効果と時間効果の反映

地盤変状に関し、コンクリートの硬化速度が遅ければ、液体として挙動するコンクリートの量が増え、内型枠に浮力が作用する範囲が増加するため、地盤の変位量も大きくなる。ところが、本研究では、コンクリートの硬化時間が地盤変状にあたえる影響が考えられていない。今後、施工速度とコンクリート硬化速度の関係が地盤変状にあたえる影響について、さらに検討する必要がある。

また、本研究で行った地盤変状のモデル化では、打設圧力や打設率、地盤変位について、施工実績から近似的に関係式を誘導している。しかし、実際には、三次元の地盤に施工にともなう荷重が作用しており、地盤が弾性域から塑性域に変化しながら変形している。

これらの現象を詳細に検討するために、時間効果を考慮し、三次元の力学モデルで地盤の変状を解析することが今後の課題と考える。

(2)クラック解析モデルにおける地盤の取り扱い

本研究では、ライニングに発生したクラックの検討のため、八角形リングをばねで接続したモデルで模擬した。本モデルは、ライニングの外周に存在する地盤をばねで表現しており、ライニングに発生する応力を、複雑な仮定を用いることなく平易なモデルで計算できる。これにより、施工条件のパラメータがライニングに与える影響を、より明確により直接的に理解できることを目指している。

一方、本モデルの課題として以下の事項が挙げられる。

- a) 本モデルでは、ライニングの外周地盤に等しい大きさのばね値を持つ半径方向ばねを配置しており、さらに、引張時と圧縮時の挙動は同じと仮定している。しかし、実際の地盤では、トンネルの上下で弾性係数が異なる。また、地盤からの引張力は圧縮力に比べて非常に小さい。さらに、地盤に過大な荷重が作用し地盤が塑性的な挙動を示した場合は、弾性ばねで表現できない。今回はこれらの影響を考慮できていない。
- b) 地盤をばねで表しているため、地盤の変状を同時に計算することができない。

上記の課題を解決する方法として、地盤に引張力が作用する場合や地盤が塑性変形する場合も考慮した三次元モデルで解析を行うことが考えられる。ただし、この場合、引張ばねの評価方法や塑性領域でのばねの設定方法を決定しなければならない。このため、解析にあたって、仮定する係数や閾値が増える。ただし、ライニングの応力状態を解析的手法のみで検討するためには必要な方法であり、今後、研究を進める必要があると考える。

(3) クラック解析モデルにおけるライニングの取り扱い

本研究で示したモデルでは、ライニングは弾性ばねで接続されており、弾性体として取り扱っている。したがって、本モデルで説明できるのは、クラックが発生するまでであり、クラック発生後の挙動は説明できない。

クラック発生後のライニングの変形や応力を計算し、クラックの広がりやクラックが繰り返される間隔を検討するためには、クラック発生後は、ライニングの変形特性を塑性として計算する必要がある。

本研究では、クラック発生要因の検討までを対象とし、ライニングを弾性体として計算した。クラック発生後のライニングの挙動の検討は、今後の課題である。

(4)場所打ちライニングの新たな施工事例での確認

2章で説明したように、場所打ちライニング工法は実施された事例が少なく、十分な施工データが得られていない。また、徐々に硬化するライニングに、土水圧やジャッキ推力が作用するため、ライニングは多くの荷重と物理的作用の影響を受けており、本研究で検討できていないクラック発生要因がある。

本研究で、地盤の隆起とライニングに発生したクラックについて解析を行ったが、これらの結果は、三本木原トンネルでの施工実績をもとに議論している。また、クラック解析では、ライニングと地盤間の摩擦力やトンネル先端の弾性ばねなど、多く事項を仮定している。このため、三本木原トンネルで確認されたライニングのクラックは、そのメカニズムが明らかにできていない。したがって、今後、新たな施工事例を通じて本研究で実施した解析について、比較、検証を行うことが必要と考える。

また、解析にあたっては、地盤とライニングの間の摩擦力は、弾性ばねではなくトンネル中心位置での土水圧に比例する摩擦力を直接ライニングに作用させている。また、トンネル先端にシールドが存在する効果を考慮するために、ばねを取り付けている。

シールドを用いた場所打ち支保システム（SENS）は、場所打ちライニング工法におけるライニングの役割を整理することにより、施工性と経済性の向上を目指して開発され、実施工に適用された。また、すでにいくつかの案件で適用されており、SENSは、山岳工法とシールド工法の境界領域の地盤に適用可能な新たな選択肢として期待が寄せられている。

本研究は、SENSが適用された施工で確認された地盤変位とクラックに注目し、その発生メカニズムを検討した。これらの現象に注目してライニングの挙動を調べることは、ライニングや内型枠、地盤の相互作用に対する知見を深め、施工設備や施工管理方法を改善することにつながる。SENSの施工法を改善するに当たっては、開発の経緯を踏まえ、SENSの経済性や施工性が失われないように、留意する必要があるが、今後実施される案件においても、さらに観察、計測を行い、研究を進める必要があると考える。

謝 辭

謝 辞

筆者は、平成 15 年 11 月に、東北新幹線三本木原トンネル「シールドを用いた場所打ち支保システム (SENS)」が初めて実施工に適用された東北新幹線三本木原トンネルに配属され、計画の段階から施工に携わる機会を頂きました。平成 7 年に株式会社熊谷組に入社して以来、都営大江戸線飯田橋駅での三心円泥水式駅シールド工事や東京都台東区でのコンパクトシールド工法を最初に適用した下水道再構築工事など、特殊なシールド工事に多数関わってきましたが、SENS はコンクリートを打設しながら、シールド掘進を行うため、施工はまさに手探りで、施工開始当初大変に戸惑ったことが思い返されます。このような中、鉄道建設・運輸施設整備支援機構 東北新幹線建設局（服部修一局長）の多くの皆様のご指導の下、何とか貫通、竣工にたどり着くことができ、さらに三本木原トンネルでの SENS による施工に対し、平成 18 年度土木学会技術賞と第 37 回日本産業技術大賞審査委員会特別賞が贈賞されました。幸運にも、このような工事の一端に関係することができたことは、大変光栄であり、関係していただいた多くの皆様に、心から感謝を申し上げます。

三本木原トンネルでの SENS の施工では、それまでのシールド工事では経験しなかった 2 つの特徴的な現象を確認しました。これらの現象は、場所打ちライニング工法の施工方法と密接な関係があると考えられ、これらがどのようなメカニズムで発生しているのかを、純粋に解明したいと考えたところから、本研究はスタートしました。

本研究を開始するにあたり、京都大学工学研究科社会基盤工学専攻 故 田村 武教授にご指導をいただきました。基礎が全くできていない私がなんとか研究を続けることができたのは、先生の懇切丁寧、かつ、適確なご指導があったからにほかなりません。その先生が、研究結果を報告する前にご逝去されたことは、本当に痛恨の極みであります。体調が悪かったはずなのに、そのことを全く表に出されず、常に温かな言葉を掛けてくださった先生に、ここに心からの敬意と感謝の意を表します。

その後、京都大学工学研究科社会基盤工学専攻 朝倉俊弘教授に本研究のご指導を引き継いでいただき、懇切丁寧なご指導と励ましを賜わり、これまでの研究成果をまとめるにいたりました。この間、京都大学工学研究科社会基盤工学専攻 木村 亮教授、同西藤 潤准教授には、極めて貴重なご助言、ご指導をいただきました。また、京都大学工学研究科社会基盤工学専攻 小山幸則教授には、研究開始時から、折に触れてご相談させていただき、常に適切なご指導とご助言を賜わりました。さらに、京都大学工学研究科社会基盤工学専攻 応用力学研究室の学生の皆様、特に、卒業生の伊原健郎様には、大変お世話になりました。心から感謝申し上げます。

東北新幹線トンネル施工委員会（委員長：足立紀尚京都大学名誉教授） 機械化施工 WG の皆様、特に飯田廣臣様、野々村政一様、磯谷篤実様、井浦智実様、小西真治様、水原勝由様、ユインヨンラッタナクル ナレントーン様、松長 剛様、工藤 健様、小野 隆利

様、河内汎友様、保苅 実様には、SENS の施工中は適切なご指導を、本研究を開始して以降は、温かい激励をいただきました。ここに厚く御礼申し上げます。

また、本研究の遂行にあたり、株式会社熊谷組の皆様には多大なご支援をいただきました。特に、高田正治顧問には、格段のご配慮、ご助言をいただき、絶大なご支援を賜りました。研究を支えていただいたすべての皆様に、衷心より感謝申し上げます。

三本木原トンネルの施工時には、何もない状態から施工サイクル・施工管理手法を作り上げる必要があり、多くのトラブルにも見舞われました。その度に、三本木原トンネル建設工事共同企業体や協力業者の皆様と、お互いに意見をぶつけ、激励しあいながら、多くの苦難を乗り越えることができました。最後になりましたが、ここに、心より御礼申し上げます。